

PIRJO KUULA

Tien ja radan sitomattomissa rakennekerroksissa käytettävien kiviainesten lujuuden ja hienontumisen tutkiminen

KIRJALLISUUSSELVITYS



Pirjo Kuula

Tien ja radan sitomattomissa
rakennekerroksissa käytettävien
kiviainesten lujuuden ja
hienontumisen tutkiminen

Kirjallisuusselvitys

Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 68/2015

Liikennevirasto

Helsinki 2015

Kannen kuva: Pirjo Kuula

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-6656

ISSN 1798-6664

ISBN 978-952-317-181-7

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Pirjo Kuula. Tien ja radan sitomattomissa rakennekerroksissa käytettävien kiviainesten lujuuden ja hienontumisen tutkiminen - Kirjallisuusselvitys Liikennevirasto, tekniikka ja ympäristö -osasto. Helsinki 2015. Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 68/2015. 115 sivua ja 2 liitettä. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-181-7.

Avainsanat: kiviaines, lujuus, sitomaton rakennekerros, kiviaineksen hienontuminen, DEM-mallinnus, raidesepeli

Tiivistelmä

Kiviaineksen lujuusominaisuudet ovat yksi tärkeä tekijä, kun tarkastellaan kiviaineksen kestävyyttä sitomattomissa tie- ja ratarakenteissa. Kirjallisuusselvityksen avulla on selvitetty toisaalta lujuusvaatimusten nykytilannetta tai toisaalta niitä mahdollisuuksia ja perusteita, joiden avulla kiviaineksen lujuusvaatimuksia tulisi asettaa eri rakenteisiin. Rakenteen käyttöiän aikana tapahtuvan kiviaineksen hienontumisen mekanismien ja kiviaineksille asetettujen lujuusvaatimusten välinen yhteys on merkittävin selvityksen lähtökohdista. Tämän yhteyden selvittämiseksi on tutkittu kirjallisuuden perusteella myös DEM-mallinnuksen käyttömahdollisuuksia. Eräänä selvityksen lähtökohtana oli selvittää nykyisten sitomattomien kiviainesten lujuusvaatimusten raja-arvojen taustat ja mahdolliset kehittämistarpeet.

Kirjallisuusselvitykseen on koottu katsaus kiven ja kiviaineksen lujuuden teoreettisesta taustasta sekä lujuusvaatimusten asettamisen suomalaisesta historiasta 1950-luvulta alkaen aina nykypäivään saakka. Lisäksi on lyhyesti käyty läpi muutamien muiden maiden tie- ja ratarakenteiden kiviainesten lujuusvaatimuksia. Kiviaineksen hienontumisen ja lujuusvaatimusten välistä yhteyttä on tarkasteltu sekä lujuusominaisuuksien ja hienontumisen kokeellisen määrittämisen sekä mallintamisen näkökulmasta. Kirjallisuusselvityksen johtopäätöksinä arvioidaan kiviaineksen lujuusominaisuuksiin liittyvän tutkimuksen mahdollisuuksia.

Kirjallisuusselvityksen perusteella voidaan todeta, että kiviaineksen lujuusvaatimusten asettaminen on perustunut ensisijaisesti kiviaineksen alueelliseen saatavuuteen. Lujuusominaisuuksien raja-arvojen muutosten perusteita ei ole dokumentoitu, eikä esimerkiksi tierakenteissa käytettävän Los Angeles -luvun selkeästi tuloksiin vaikuttavaa menetelmämuutosta ole otettu vaatimuksissa huomioon. Nykyiset tien sitomattomien kerrosten lujuusvaatimukset sisältävät joustomahdollisuuden, mutta perusteet ovat aina tapauskohtaisia. Liikennemäärä tai kuormitusluokka eivät tällä hetkellä vaikuta lujuusvaatimuksiin.

Parin viime vuosikymmenen aikana myös todellista rakenteessa tapahtuvaa hienontumista ja lujuusominaisuuksien välistä yhteyttä on tutkittu laatuvaatimusten perusteeksi erityisesti ratarakenteissa. Myös sitä, mitä lujuuskokeilla todellisuudessa mitataan, on useissakin Euroopan maissa pyritty selvittämään, mutta yksiselitteisiä vastauksia ei ole löydetty, koska kokeellisen tutkimuksen tuloksiin vaikuttavat erityisesti siihen valittujen usein paikallisten kiviainesten ominaisuudet. Tutkimusten tulosten perusteella esitetään kansallisia menetelmiä lujuuskokeiden tulosten tarkempaan arviointiin esimerkiksi lujuuskokeen jälkeisen raekokojakautuman avulla.

Kiviainesrakeiden liikkeiden ja hienontumisen sekä rakenteen muodonmuutosten mallintaminen DEM-menetelmällä on erityisesti raidesepelitutkimuksessa suosittu tutkimusaihe. Vaikka DEM-mallinnuksella on saavutettu joissakin tapauksissa hyviä tutkimustuloksia, on sen käyttö vielä melko haastavaa todellisen rakenteen kuormitustilanteen ja toiminnan mallinnuksessa. Mallinnukseen tarvitaan aina myös kalibrointi- ja validointimenettely, mikä on erityinen haaste todellisen rakenteen tutkimisessa. DEM-menetelmä sopii hyvin esimerkiksi laboratoriomittakaavaisten virtuaalisten näytteiden testaamiseen ja myös suurten kallion tai maan massaliikuntojen mallintamiseen, johon menetelmä on alun perin kehitettykin. DEM-mallinnukseen käytetyistä menetelmistä jatkotarkastelussa olisi syytä testata PFC- ja BLOKS3D-ohjelmistoja, testaaminen voidaan toteuttaa esimerkiksi yhteistyössä mallinnukseen keskittyneiden tutkimusyksiköiden kanssa.

Kirjallisuusselvityksen perusteella on päädytty muutamaaan jatkotutkimussuositukseen, joista osa on enemmän akateemista tutkimusta ja osa lähempänä käytännön sovelluksia. Käytännössä kiviaineksen lujuusvaatimusten asettamiseen pitäisi laatia yksityiskohtaisemmat kriteerit liikennemääriin perustuen. Myös tierakenteiden kiviaineksien hiovan kulutuksen kestolle olisi syytä asettaa kriteerit kuten ratarakenteissa ja muissakin Pohjoismaissa. Pelkkä iskunkestävyyden määrittäminen voi johtaa liian heikkojen kiviainesten valintaan erityisesti silloin, kun Los Angeles -luku vaatimuksesta hankekohtaisesti joustetaan. Lujuusvaatimusten asettamisen kriteereiden perusteiden tulee olla läpinäkyviä. Kriteereiden asettamisen tutkimiseksi tarvitaan sekä kokeellista tutkimusta että hienontumisilmiön teoreettista tarkastelua. Kiven lujuutta ja muita indeksiominaisuuksia kuten kitkaa mittaavia perustestejä tarvitaan myös DEM-mallinnuksen lähtöarvoiksi. Mallinnusta olisi mahdollista testata laboratoriomittakaavaisten testien tai hienontumiskokeiden yhteydessä sekä kehittämällä virtuaalisten näytteiden testausta. Myös raidesepelin tukemiseen liittyvä kiviaineksen hienontuminen ja mallinnus ovat potentiaalisia tulevaisuuden tutkimusaiheita. DEM-mallinnuksen tutkimusta on seurattava ja mahdollisuuksien mukaan on tehtävä yhteistyötä mallinnustutkimusta tekevien yliopistojen kanssa.

Pirjo Kuula: Undersökning av stenmaterials hållfasthet och pulverisering i obundna konstruktionslager på vägar och banor – litteraturstudie. Trafikverket, teknik och miljö. Helsingfors 2015. Trafikverkets undersökningar och utredningar 68/2015. 115 sidor och 2 bilagor. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-181-7.

Sammanfattning

Hållfasthetsegenskaperna hos stenmaterial är en viktig faktor när man undersöker stenmaterials hållfasthet i obundna väg- och bankonstruktioner. I denna litteraturstudie utreds å ena sidan nuläget för hållfasthetskraven och å andra sidan de möjligheter och grunder med vars hjälp hållfasthetskrav på stenmaterial borde ställas för olika konstruktioner. Sambandet mellan mekanismerna för pulveriseringen av stenmaterial under konstruktionens nyttjandetid och hållfasthetskraven på stenmaterial är den viktigaste utgångspunkten för studien. För att reda ut detta samband har även litteratur om möjligheterna att använda DEM-modellering studerats. Ett annat syfte med studien var att reda ut bakgrunden till de rådande gränsvärdena för hållfasthetskraven på obundna stenmaterial och eventuella utvecklingsbehov.

Litteraturstudien innehåller en översikt av den teoretiska bakgrunden avseende stenars och stenmaterials hållfasthet och hållfasthetskravens historia i Finland från 1950-talet fram till i dag. Dessutom innehåller studien korta sammanfattningar av hållfasthetskrav på stenmaterial för väg- och bankonstruktioner i några andra länder. Sambandet mellan pulveriseringen av och hållfasthetskraven på stenmaterial har granskats utifrån såväl experimentellt fastställande av hållfasthetsegenskaperna och pulveriseringen som modelleringen av dem. I litteraturstudiens slutsatser bedöms forskningsmöjligheterna relaterade till stenmaterials hållfasthetsegenskaper.

Utifrån litteraturstudien kan man konstatera att hållfasthetskraven på stenmaterial i första hand har baserat sig på den regionala tillgången till stenmaterial. Grunderna för ändringar av gränsvärden för hållfasthetsegenskaperna har inte dokumenterats, och metodändringen av Los Angeles-talet som används i till exempel vägkonstruktioner och som tydligt inverkar på resultaten har inte beaktats i kraven. De gällande hållfasthetskraven på obundna lager i vägar är flexibla, men grunderna varierar alltid från fall till fall. Trafikvolymen eller belastningsklassen påverkar i dag inte hållfasthetskraven.

Under de senaste årtiondena har även det faktiska sambandet mellan pulveriseringen av konstruktioner och hållfasthetsegenskaperna varit föremål för studier avseende grunderna för kvalitetskraven i synnerhet i bankonstruktioner. I flera europeiska länder har man också försökt reda ut vad man de facto mäter i hållfasthetsprov, men man har inte funnit några entydiga svar eftersom resultaten av experimentella undersökningar påverkas i synnerhet av egenskaperna hos det valda och ofta lokala stenmaterialet. Utifrån forskningsresultaten söker man efter nationella metoder för en mer exakt bedömning av resultaten av hållfasthetstesten till exempel med hjälp av partikelstorleksfördelning efter hållfasthetstest.

Modellering av stenpartiklarnas rörelser och pulverisering samt förändringar i konstruktioner med hjälp av DEM-metoden är ett populärt forskningsmotiv i synnerhet i studier av makadam på tågbanor. Även om DEM-modellering i vissa fall har gett bra forskningsresultat är användningen av den ännu en relativt stor utmaning i modellering av faktiska belastningssituationer för konstruktioner och verksamhet. Modellering kräver också alltid en kalibrerings- och valideringsmetod, vilket är en särskilt stor utmaning i undersökningar av verkliga konstruktioner. DEM-metoden kan mycket väl användas för till exempel testning av virtuella prover i laboratorieskala och även för modellering av massarörelser i stora berg eller jordområden, för vilket metoden ursprungligen utvecklats. I fortsatta studier av metoder som används i DEM-modellering borde man testa PFC- och BLOKS3D-programvara. Testningen kan göras till exempel i samarbete med forskningsenheter som fokuserar på modellering.

Utifrån litteraturstudien har man kommit med några rekommendationer för fortsatt forskning, av vilka en del snarast gäller akademisk forskning och en del mer praktisk forskning. I praktiken borde man fastställa mer detaljerade kriterier för hållfasthetskraven på stenmaterial baserade på trafikvolymen. Kriterier borde även ställas på längden för den slipande nötningen av stenmaterial i vägkonstruktioner på samma sätt som i bankonstruktioner och övriga Norden. Att enbart definiera stöthållfastheten kan leda till att man väljer för svaga stenmaterial i synnerhet då man projektspecifikt avviker från kravet på Los Angeles-talet. Grunderna för kriterierna för hållfasthetskraven bör vara transparenta. Det behövs både experimentell forskning och teoretiska studier i pulveriseringsfenomenet för att undersöka fastställandet av kriterier. Grundläggande test som mäter stenars hållfasthet och andra indexegenskaper såsom friktion behövs även för att ta fram utgångsvärden för DEM-modellering. Modellering kan testas med hjälp av test i laboratorieskala eller i samband med pulveriseringstest samt genom att utveckla metoderna för testning av virtuella prover. Även studier i och modellering av pulveriseringen av stenmaterial på banor är potentiella framtida forskningsobjekt. Forskningen i DEM-modellering bör följas upp, och i mån av möjlighet gäller det att samarbeta med universitet som bedriver forskning i modellering.

Pirjo Kuula: Study of strength and degradation of aggregates used in unbound structural layers on roads and railways – a literature review. Finnish Transport Agency, Technology and Environment. Helsinki 2015. Research reports of the Finnish Transport Agency 68/2015. 115 pages and 2 appendices. ISSN-L 1798-6656, ISSN 1798-6664, ISBN 978-952-317-181-7.

Summary

Strength properties are an important factor when examining the durability of aggregate in unbound road and railway structures. A literature review has been conducted to explore the current strength requirements on the one hand, and the opportunities and criteria for the setting of aggregate strength requirements for various structures on the other. The connection between aggregate degradation mechanisms and the strength requirements of aggregates during the life of a structure forms the key basis of the report. The potential for using DEM modelling to explore this connection was also investigated via the literature review. A starting point of the study was to investigate the backgrounds and potential development needs of the limit values of the current strength requirements set for unbound aggregates.

The literature review included an overview of the theoretical background of rock and aggregate strength and the setting of strength requirements throughout Finnish history from the 1950s to the present day. In addition, the strength requirements of a few other countries with respect to aggregates used in road and rail structures were surveyed. The connection between the degradation of aggregate and strength requirements was explored from the perspectives of the experimental determination and modelling of strength properties and degradation. In conclusion, the literature review weighs up the possibilities of studying the strength properties of aggregate.

The literature review indicates that strength requirements are primarily set for aggregate based on the material's local availability. No principles have been documented for changing the limit values of strength properties and neither, for example, has any account been taken in the requirements of the methodological change in the Los Angeles index used for road structures, which clearly affects the results obtained. The current strength requirements for unbound road layers include some room for flexibility, but the underlying principles are always set out on a case-by-case basis. Neither the traffic volume nor the load index currently influence the strength requirements.

Over the last two decades, the connection between strength properties and actual degradation occurring within structures has been investigated as a basis for quality standards, particularly in railway structures. In addition, in several European countries attempts have been made to investigate what is actually being measured in strength tests, but no clear answers have been found because the results of experimental studies are particularly affected by the properties of the local aggregates often selected. On the basis of research findings, national methods for the more precise evaluation of strength test results are presented, using tools such as particle size distributions created in the strength tests.

Using the DEM method to model the movements and degradation of aggregates and deformation properties of structures is a particularly popular research topic in studies of railway ballast. Although good research results have been achieved using DEM modelling in some cases, its use remains fairly challenging when modelling the load and behaviour of actual structures. A calibration and validation process is needed in every case of modelling, a requirement which is particularly challenging when investigating actual structures. The DEM method is ideal for the testing of virtual samples on laboratory scale and the modelling of the mass movement of large rock formations or earth, for which the method was originally developed. PFC and BLOKS3D software should be tested in the further examination of the methods used in DEM modelling. Such testing could be performed in partnership with e.g. research units that focus on modelling.

A few recommendations for further research resulted from the literature review – some of which are more theoretical in nature, while others have a greater emphasis on practical applications. In practice, more detailed criteria – based on traffic volumes – should be drawn up for the setting of strength requirements for aggregate. Criteria should also be set for the abrasion resistance of road structure aggregates, as for railway structures and as in other Nordic countries. Determination of resistance to fragmentation alone can lead to the choice of aggregates that are too weak, particularly when the Los Angeles index is deviated from for particular projects. The basis of the criteria used for setting strength requirements must be transparent. Both experimental research and theoretical analysis of the phenomenon of degradation are required in studies of criteria setting. Rock strength and other index properties such as basic tests for measuring friction are also needed as input values for DEM modelling. It would be possible to test such modelling on the basis of tests on laboratory scale or during degradation testing, and by developing the testing of virtual samples. In addition, the degradation and modelling of aggregate as a support for railway ballast are potential topics of future research. Research on DEM modelling should be monitored and, if possible, cooperation should begin with universities engaged in the research of such modelling.

Esipuhe

Tämä tien ja radan sitomattomien rakennekerrosten kiviaineksien lujuusvaatimuksia ja vaatimusten historiaa sekä kiviaineksen hienontumista ja DEM-mallinnusta käsittelevä kirjallisuusselvitys on tehty Tampereen teknillisen yliopiston (TTY) maa- ja pohjarakenteiden yksikössä.

Raportti kattaa ensimmäinen vaiheen Kiviaineksen lujuusvaatimusten asettamisen elinkaaritaloudellisuuden tarkasteluista. Työ kuuluu Liikenneviraston rahoittamaan tutkimusohjelmaan Elinkaaritehokas rata (TERA).

Työtä ohjasi TTY:llä pääosin professori Antti Nurmikolu. Tämän raportin on laatinut dipl.ins. Pirjo Kuula.

Helsingissä marraskuussa 2015

Liikennevirasto

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	11
2	SUUNNITELLUN TUTKIMUSKOKONAISUUDEN SISÄLTÖ	13
3	KIVEN JA KIVIAINEKSEN LUJUUS	15
3.1	Lujuusteoria	17
3.1.1	Kiven Lujuus	17
3.1.2	Maarakenteen lujuus	21
3.2	Kiven ja kiviaineksen lujuuden mittaaminen	23
3.2.1	Kiven peruslujuutta mittaavat testit	23
3.2.2	Kiviaineksen iskunkestävyyttä mittaavat menetelmät	28
3.2.3	Kiviaineksen hiovan kulutuksen kestoja kuvaavat testit	37
4	SITOMATTOMAN TIE- JA RATARAKENTEEN SUUNNITTELU JA TOIMINTA ..	44
4.1	Tierakenteet	44
4.2	Ratarakenteet	46
4.3	Kiviaineksen kestävyys/hienontuminen rakenteissa	47
5	KIVIAINEKSEN LUJUUSVAATIMUKSET SITOMATTOMISSA RAKENNEKERROKSISSA	49
5.1	Laatuvaatimusten historiallinen tausta Suomessa	49
5.1.1	Ratarakenteet	49
5.1.2	Tierakenteet	51
5.2	Laatuvaatimusten nykytilanne Suomessa	55
5.3	Laatuvaatimukset muualla	56
5.3.1	Pohjoismaat	56
5.3.2	Muu Eurooppa	58
6	KIVIAINEKSEN HIENTUMISEN TUTKIMINEN	59
6.1	Kenttäolosuhteissa tehtävät tutkimukset	59
6.2	Laboratoriotutkimukset	61
6.3	DEM-mallinnus	73
6.3.1	DEM-mallinnuksen perusteet	74
6.3.2	PFC-ohjelmisto	79
6.3.3	BLOKS 2D- ja 3D -ohjelmisto	86
6.3.4	Muut ohjelmistot	91
7	YHTEENVETO	94
7.1	Kiviaineksen lujuuden mittaaminen	94
7.2	Kiviainesvaatimusten asettaminen	95
7.3	Kokeellinen hienontumisen mallintaminen	96
7.4	DEM-mallinnuksen käyttökelpoisuus	97
7.5	Jatkotutkimustarpeet	98
	KIRJALLISUUS	100
	LIITTEET	
Liite 1	EN- ja ASTM-standardien mukaisten lujuusominaisuuksien testaus- menetelmien väliset erot	
Liite 2	DEM-mallinnuksen ohjelmistoja	

1 Johdanto

Kirjallisuusselvitys on osa laajempaa tutkimuskokonaisuutta. Kirjallisuusselvityksen tavoitteena on koota yhteen tie- ja ratarakenteissa käytettävien kiviainesten laatuvaatimusten asettamisen perusteet teknisestä ja historiallisesta näkökulmasta sekä verrata Suomen vaatimustasoa pohjoismaisiin vaatimuksiin. Kiviaineksen kestävyys rakenteissa on merkittävä tekijä rakenteiden toiminnan ja elinkaaren kannalta, ja sen vuoksi selvityksen toisena päätavoitteena on selvittää kiviaineksen hienonemismekanismien tutkimisen ja mallintamisen mahdollisuuksia. Kirjallisuusselvityksen perusteella laaditaan tutkimussuunnitelma tutkimuskokonaisuuden kokeellisesta osuudesta.

Tie- ja ratarakenteen sitomattomissa rakennekerroksissa käytetään kiviaineksia vuosittain huomattava määrä. Kiviaines voi olla joko luonnonkiviainesta tai nykyisin myös kierrätettyä tai sivutuotteena syntyvää uusiomateriaalia. Sitomattomissa rakennekerroksissa käytettävien kiviainesten laatuvaatimukset periytyvät useamman vuosikymmenen takaa, jolloin pääasiallisesti käytettiin vielä harjusoraa. Vaatimusluokitukset perustuvat osittain kokemuseräiseen tietoon ja materiaalien alueelliseen saatavuuteen. Alun perin laatuvaatimuksena käytettiin vain raekokajakautumaa. Erilisiä murskatun kiviaineksen laatuvaatimuksia esiintyy ensimmäisiä kertoja 1960-luvulla. Kiviaineksen lujuuteen ja raemuotoon ja muihin ominaisuuksiin kohdistuvat vaatimukset ovat kehittyneet nykyiseen muotoonsa kolmen viime vuosikymmenen aikana. Vaatimusten perusteet ja erityisesti vaatimusten muutosten perustelut ovat kuitenkin osittain kadonneet vuosien myötä, esimerkiksi testausmenetelmien muuttuminen on saattanut jäädä osittain huomiotta.

Nykypäivän kiviaineksen laatuvaatimukset perustuvat eurooppalaisiin standardeihin ja niiden vaatimusluokkiin. Suomalaiset ovat vaikuttaneet omalta osaltaan standardeihin siten, että ne luokat, joita Suomessa on käytetty, ovat mukana standardeissa. Usein rakennushankkeita suunniteltaessa rata- tai tielinjalta saatavissa olevaa materiaalia halutaan hyödyntää rakenteissa. Välttämättä kiviainekselle asetetut laatuvaatimukset eivät esimerkiksi lujuuden osalta täyty, ja joudutaan pohtimaan usein vain muutamien kallionäytteiden perusteella soveltuuko heikompi materiaali rakenteisiin. Erillisillä päätöksillä on sallittu heikompien kiviainesten käyttö sekä rata- että tierakenteissa ja saavutettu näin myös kustannussäästöjä. Laadultaan heikompien kiviainesten käytön seuranta ei ole kuitenkaan tehty järjestelmällisesti eikä ole tarkasteltu ratkaisujen vaikutusta rakenteen käyttöikään. Muualla Euroopassa ja jopa Pohjoismaissa sallitaan selkeästi laadultaan heikompien kiviainesten käyttö, vaikka ilmastollisista syistä pohjoismaiset vaatimukset tulevat aina olemaa hieman tiukempia.

Edellä esitetyn perusteella nousee esille kysymys, käytetäänkö Suomessa vaatimustasoltaan liian hyviä kiviaineksia vai ovatko vaatimustasot liian matalat rakenteiden käyttöikään nähden. Vaikka yksittäinen kiviaineksen lujuusluokan määrittely on vain yksi osatekijä rakenteen toiminnan kannalta, on sillä erittäin suuri merkitys, kun arvioidaan esimerkiksi ennakolta rakennuskohteen alueelta saatavissa olevan kiviaineksen käytettävyyttä ja kustannuksia. Suomessa tien kantavan kerroksen kiviaineksen lujuuden arviointi on ensisijaisesti perustunut iskunkestävyydestiin, tosin 1990-luvulla käytettiin jonkin aikaa vaatimuksena myös kuulamylytystä. Ruotsissa ja Norjassa on nykyisissä laatuvaatimuksissa otettu käyttöön myös hiovan kulutuksen kestoa kuvaava micro-Deval -testi. Myös sitomattomissa kerroksissa

käytettävän kiven petrografialle on asetettu Ruotsissa enemmän vaatimuksia kuin Suomessa rajoittamalla muun muassa sallittua kiilteen määrää.

Myös uusiomateriaalien kuten esimerkiksi betonimurskeen käyttö rakenteissa on mahdollista, tällä hetkellä niihin sovelletaan samoja tuotevaatimuksia kuin luonnonkiviaineksille. Uusiomateriaalit toimivat rakenteissa kuitenkin hieman eri tavalla esimerkiksi lujittumisen osalta ja näin ollen on syytä esittää kysymys tulisiko kierrätettyä kiviainekselle asettaa erilaiset lujuusvaatimukset kuin luonnonkiviainekselle. Ongelmaksi uusiomateriaalien laatuvaatimusten asettamisessa muodostuu se, ettei edes luonnon kiviaineksen laatuvaatimusten asettamisen perusteita tunneta kunnolla.

2 Suunnitellun tutkimuskokonaisuuden sisältö

Suunnitellun tutkimuskokonaisuuden tavoitteena on selvittää kiviaineksen laatuvaatimusten asettamisen perusteet ja mallintaa kiviaineksen hienonemisen prosesseja rata- ja tierakenteiden sitomattomissa rakennekerroksissa. Tutkimuskokonaisuuden lähtökohdaksi on muotoiltu tutkimuskysymys "Käytetäänkö sitomattomissa tien ja radan rakennekerroksissa lujuusvaatimuksiltaan liian hyviä tai huonoja kiviaineksiä". Tutkimuskokonaisuuden lopputuloksena on tarkoitus tuottaa selkeät kriteerit kiviaineksen laatuvaatimuksille elinkaaritaloudellisuus huomioon ottaen. Tutkimuskokonaisuuden on alustavasti suunniteltu koostuvan taulukon 1 mukaisesti viidestä vaiheesta.

Taulukko 1. Tutkimuskokonaisuuden suunniteltu sisältö.

Vaihe	Sisältö
I	<i>Laatuvaatimusten perusteet ja kirjallisuusselvitys</i>
	Historiatiedot
	Perusteet muualla Euroopassa
	Kirjallisuusselvityksen raportointi
	Jatkotutkimussuosituks
II	<i>Kokeellinen osuus</i>
	Valitaan tutkittavat materiaalit ja kohteet
	Näytteenotto ja laboratoriotutkimukset
	Mahdolliset kuormituskokeet laboratoriossa
III	<i>Mallintaminen</i>
	DEM mallinnus
IV	<i>Elinkaaritarkastelu</i>
V	<i>Laatuvaatimusten elinkaaritaloudellinen valinta</i>

Selvitys laatuvaatimusten asettamisen historiasta ja nykytilanteesta sekä Suomessa että muualla Euroopassa toteutetaan kirjallisuuden ja haastattelujen avulla. Mallinnusmenetelmien ja ohjelmistojen teoreettisten perusteiden selvitys tehdään kirjallisuuden perusteella. Kirjallisuusselvityksen jälkeen voidaan valita koeobjektit ja suunnitella näytteenotto ja mahdolliset testijärjestelyt.

Tutkimuskokonaisuuden kokeellinen osuus voisi perustua rata- ja tierakenteista sekä kiviainesten tuotannosta otettujen näytteiden analysointiin, mahdollisiin laboratoriomittakaavan kuormituskokeisiin ja DEM-menetelmällä (discrete element method/model) tehtäviin mallinnuksiin. Kokeellista osuutta varten olisi etsittävä sellaisia tie- ja ratakohteita, joissa laatuvaatimuksista on joustettu sekä normaaleilla laatuvaatimuksilla rakennettuja kohteita. Tutkimuskokonaisuuden viimeisinä työvaiheina tulisivat olemaan kiviaineksen laatuvaatimusten elinkaaritaloudellinen tarkastelu ja niiden perusteella tehtävä ehdotus menettelyksi laatuvaatimusten asettamiseksi erilaisissa tie- ja ratakohteissa.

Tämä raportti sisältää tutkimuskokonaisuuden vaiheen I. Seuraavien vaiheiden toteutusaikataulu ja kustannusraami eivät ole tässä vaiheessa vielä tarkasti arvioitavissa, eikä niiden sisällöstä näin ollen tehdä tämän tarkempaa ehdotusta. Luvussa 7.5 on esitetty kootusti aihealueeseen liittyvät jatkotutkimustarpeet, joiden pohjalta myöhempien toteutusvaiheiden sisältö on tarvittaessa muotoiltavissa varsin nopeasti varsinaiseksi tutkimusohjelmaksi.

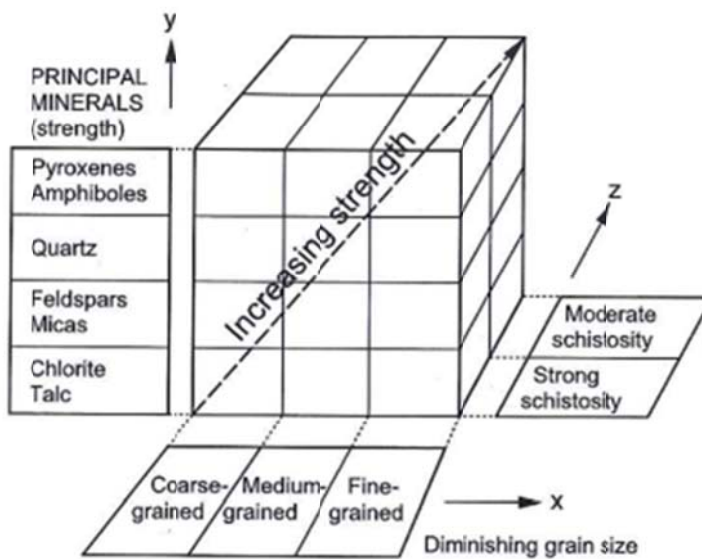
3 Kiven ja kiviaineksen lujuus

Kivi on luonnon materiaali ja luonteeltaan epäjatkuva, epähomogeeninen ja anisotrooppinen. Kiven epähomogeeninen luonne johtuu siitä, että kiviä muodostavat mineraalit ovat anisotrooppisia ja sisältävät epäpuhtauksia. Mineraalirakeet voivat olla yhteen liittyneinä erilaisilla tavoilla, joten mineraalien muodostama kokonaisuus on erittäin harvoin homogeeninen tai järjestelmällinen. (Touloukian, Judd & Roy 1981) Nämä ominaisuudet johtavat siihen, että kiven lujuuden ja siihen vaikuttavien ominaisuuksien tarkka määrittäminen on huomattavasti vaikeampaa kuin ideaalisen ja homogeenisen materiaalin. (Tang, Hudson 2010)

Edellä mainitut ominaisuudet vaikuttavat siihen, että kiven murtumisen ja hienontumisen analyttinen mallintaminen on hankalaa. Kiven ja kallion lujuuden ja sitä kautta rikkoutumismekanismien tuntemiseksi on kehitetty erilaisia luokittelu ja mallinutusmenettelyjä riippuen siitä mikä on kiven murtumismekanismien tuntemisen merkitys. Toisin sanoen lujuutta ja murtumista, hienontumista tai rikkoutumisen ennustamista sovelletaan kalliomekaniikassa, kiven murskaamisessa tai jauhamisessa sekä kiviaineksen rakenteellista käyttäytymistä tarkasteltaessa hieman eri lähtökohdista.

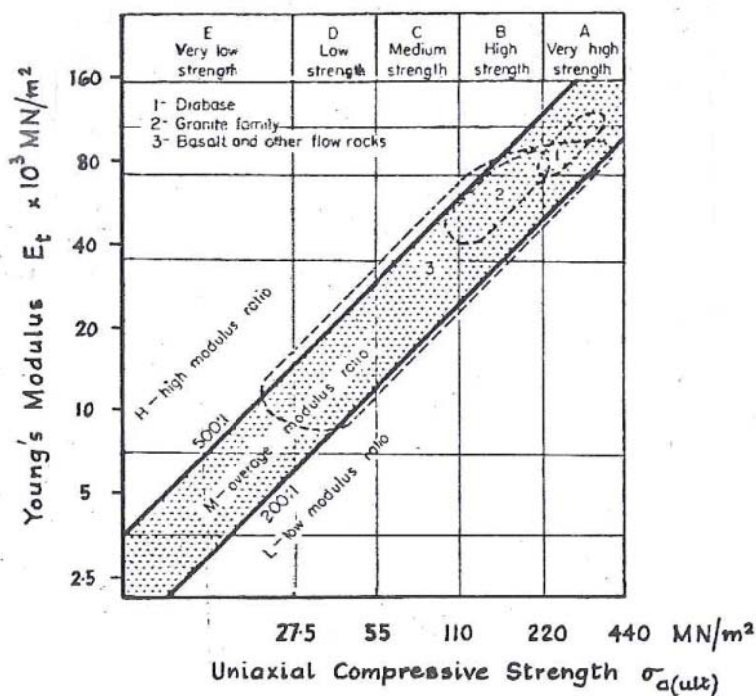
Kiven lujuuden lähtökohta on aina kiven geologinen historia, joka lähtee liikkeelle mineraalien kiteytymisestä ja jatkuu geologisen kiertokulun mukaisesti kiven metamorfoosin ja hajoamisen kautta uusien kivilajien syntyyn. Käytännössä kivi sopeutuu koko ajan ympäristössä tapahtuviin muutoksiin ja rapautumis- ja muutosprosessit alkavat välittömästi mineraalin kiteytyttyä. Kiven syntyhetken ja nykytilanteen välillä on tapahtunut ja tapahtuu luonnollisia kiven jännitystilan muutoksia, jotka vaikuttavat esimerkiksi suuressa mittakaavassa kalliomassiivien lujuuteen (Tang, Hudson 2010). Lujuus on siis geologisessa mielessä hitaasti mutta varmasti muuttuva ominaisuus, koska kallion fysikaaliset, kemialliset ja biologiset rapautumisprosessit etenevät koko ajan. Nopeimmat ”lujuusmuutokset” tapahtuvat kuitenkin yleensä kiveä irrotettaessa ja jalostettaessa.

Yleisesti voidaan todeta kiven lujuuteen vaikuttaa kolme geologista päätekijää: mineraalikoostumus, mineraalirakeiden koko ja kiven suuntautuneisuus (kuva 1). Näiden kolmen päätekijän perusteella voidaan määritellä ne perusominaisuudet, jotka määrittelevät teoreettisesti lujimman ja heikoimman kivilajin. Lujuudeltaan suurin on sellainen kivilaji, joka sisältää kovia ja pieniä mineraalirakeita, eikä ole suuntautunut. Kiven geologinen luokittelu esimerkiksi syntyvän mukaan ja petrografinen koostumus ovat perustekijöitä kiven lujuuden tarkastelussa. Kaikissa tarkasteluissa on kuitenkin muistettava mittakaavatekijä, ne kiven ominaisuudet, joilla on merkitystä kalliomekaanisessa suunnittelussa, eivät välttämättä ole merkittäviä, kun tarkastellaan kalliosta murskatun kiviaineksen lujuusominaisuuksia. Pelkän kivilajimäärittelyn tai petrografisen koostumuksen perusteella ei kuitenkaan ole mahdollista ennustaa tarkasti kallioperästä murskatun tai luonnonsorasta valmistetun kiviaineksen lujuutta. Geologiset ominaisuudet ovat tärkeitä perusominaisuuksia ja niiden avulla voidaan esimerkiksi ennakoida potentiaalisia kiviaineksen otto paikkoja ja selittää materiaalin käyttäytymisessä havaittuja eroja. Geologiset ja mineralogiset ominaisuudet eivät kuitenkaan yksinään voi kuvata kiven lujuuskäyttäytymistä ja hienonemista, mutta se yksi oleellisesti käyttäytymistä selittävä tekijä. Esimerkiksi Boucherin ja Seligin (1987) tutkimuksissa on todettu mineralogian olevan yksi raideseppelin käyttäytymistä selittävistä tekijöistä (Boucher, Selig 1987).



Kuva 1. Kiven lujuuteen vaikuttavat geologiset tekijät (Ruuskanen 2006)

Kiviaineksen käyttäytymiseen tien päällysrakenteessa erityisesti vaikuttavia tekijöitä ovat Hartleyn (1974) mukaan kiven mineraalikoostumus, petrografinen rakenne ja mineraalien muuttuneisuusaste. Mineralogisista tekijöistä merkittävimpiä ovat mineraalin kovuus ja liuskeisuus. Kiviä voidaan luokitella esimerkiksi yksiakiaalisen puristuslujuuden ja Youngin moduulin perusteella (kuva 2). Kuvasta 2 voidaan havaita erilaisten kivilajien keskinäinen mutta myös kivilajien sisällä tapahtuva moduulivaihtelu. Kiven luonnollisen alkuperän vuoksi on kuitenkin mahdotonta luokitella kiviaineksia pelkästään petrografian perusteella vaan aina tarvitaan lujuutta suoraan tai välillisesti mittaavia laboratoriotestejä käyttökelpoisuuden arvioimiseksi. (Hartley 1974)



Kuva 2. Hartleyn (1974) esittämä kiven luokittelu Youngin moduulin ja yksiakiaalisen puristuslujuuden perusteella.

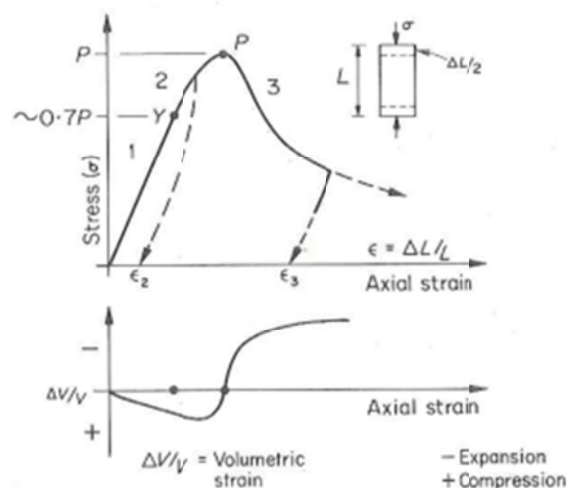
3.1 Lujuusteoriat

3.1.1 Kiven Lujuus

Kiven murtuminen on kompleksinen prosessi eikä sitä tunneta tarkasti. Yleisesti voidaan todeta, että materiaaliin muodostuva jännitystila on murtumisen syy ja muodonmuutos on murtumisen seuraus. Näin ollen on luonnollista ilmaista materiaalin lujuus murtohetkellä materiaalissa esiintyvien jännitysten avulla, lujuutta voitaisiin myös ilmaista kolmeen pääjännityssuuntaan tapahtuvien muodonmuutosten avulla tai jännityksen ja muodonmuutoksen yhdistelmänä. (Harrison, Hudson 2000)

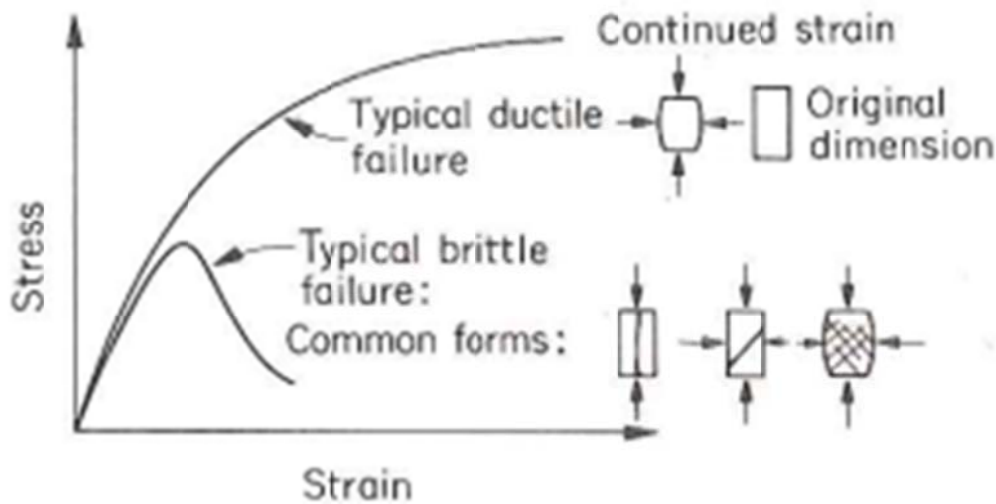
Kiven luonnollisesta alkuperästä johtuen mekaniikkaan perustuvat lujuusteoriat eivät täysin pysty kuvaamaan kiven lujuutta. Klassiset murtoteoriat perustuvat oletuksiin, joissa materiaali on isotrooppista ja homogeenista eikä materiaalin käyttäytyminen ole aikariippuvaista. (Touloukian, Judd & Roy 1981) Kiven lujuuden määrittämiseksi on tehty kymmenien vuosien ajan ensisijaisesti kokeellisiin menetelmiin perustuvaa analyttistä tutkimusta. Yksiaksaalisen puristuksen mekanismia on tutkittu yli viidenkymmenen vuoden ajan, mutta murtumismekanismin yksityiskohtia ei vielä kukaan ymmärretä täysin. (Tang, Hudson 2010) Myös tilastollisten menetelmien käyttö on yleistynyt lujuuden ennustamisessa (Lobo-Guerrero, Vallejo 2006a, Kahraman, Fener & Kozman 2012, Fener et al. 2005). Kiven lujuuden määrittämiseksi on kehitetty useita erilaisia testausmenetelmiä, joita käsitellään tarkemmin luvussa 3.2.

Kivi murtuu kuormitusten aiheuttaminen veto- ja leikkausjännitysten vuoksi, myös pelkästään puristamalla tehtävässä kiven kuormituksessa kehittyy mikro- ja makro- tasolla vetomurtumia. (Tang, Hudson 2010) Kuvassa 3 on esitetty periaatteellinen kuvaaja yksiaksaalisessa puristuskokeessa syntyvien jännitysten ja muodonmuutosten välisestä yhteydestä. Kuvasta 3 voidaan havaita, että deformaatio on lineaarista ja elastista alueella 1, kun saavutetaan piste Y eli myötölujuuden arvo, alkaa epälineaarinen ei-elastinen (alue 2). Alueella 3 tapahtuvista muodonmuutoksista suurin osa on murtopintojen siirtymiä. Kuvassa on myös havainnollistettu aksiaalisen muodonmuutoksen ja tilavuuden muutoksen välistä suhdetta, puristuksessa kiven tilavuus pienenee ensin ja murtopintojen muodostuessa tilavuus alkaa kasvaa.



Kuva 3. Kiven periaatteellinen jännitys-muodonmuutoskuvaaja yksiaksaalisessa puristuksessa (Blyth, De Freitas 1984).

Kiven murtuminen on hauras prosessi, mikä eroaa esimerkiksi maa-aineksen sitkeästä murtumisesta, ilmiötä on havainnollistettu kuvan 4 avulla.



Kuva 4. Geomateriaalien yleiset jännitys-muodonmuutoskuvaajat (Blyth, De Freitas 1984). Kivi murtuu tyypillisesti hauraasti ja maa sitkeästi.

Yleisesti kiven murtumisen tarkastelussa käytetty Griffithin murtoteoria perustuu yksiakselisessa vetokokeessa tapahtuvien mikrorakojen synnyttämiseen tarvittavan energian ja vetolujuuden väliseen yhteyteen. (Pusch 1995) Griffithin murtokriteeri perustuu materiaalin murtumiseen kuormituksen aiheuttaman mikroraon synnyttämän jännityksen vuoksi. Mikroraon syntyminen edellyttää riittävän energiamäärän vapautumista. Griffithin mukaan murtuminen tapahtuu, kun kaavan 1 mukainen murtokriteeri täyttyy.

$$\sigma\sqrt{\pi a} = \sqrt{EG_c} \quad (1)$$

missä

σ = Kuormitus

a = Raon pituus

E = Youngin moduuli

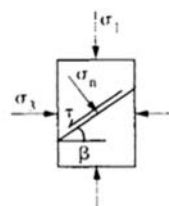
G_c = Energia, joka tarvitaan ensimmäisen mikroraon syntymiseen

Kaavan oikean puolen komponentit ovat materiaalivakioita. Teoria pätee itse asiassa vain mikrorakoilun alkuhetkeen, eikä sen perusteella saada käyttökelpoista arvioita puristuslujuudesta. (Harrison, Hudson 2000; Aursudkij 2007)

Kun tarkastellaan kiven murtumista kolmiakselisessa kuormitustilanteessa, voidaan käyttää Mohr-Coloumbin murtokriteeriä, jossa esitetään leikkaus- ja normaali-jännityksen suhde murtohetkellä. Mohr-Coloumbin kriteeri on sopivin suurilla sellipaineilla, koska silloin murtuminen tapahtuu leikkauspintoja pitkin. Kriteeri on kehitetty puristusjännityksille, sen avulla saadaan realistinen arvo yksiakseliselle vetolujuudelle (kuvassa 5 tensile cut-off). Pienemmillä sellipaineilla murtuminen tapahtuu yksiakselisesti eli tiheys ja mikroraot lisääntyvät melkein yhdensuuntaisesti suurimman pääjännityksen kanssa, joten kitkaan perustuva Mohr-Coloumbin kriteeri ei ole suoraan sovellettavissa.

BASIC EQUATIONS

Rock fails at a critical combination of normal and shear stresses:



$$|\tau| = \tau_0 + \mu \sigma_n$$

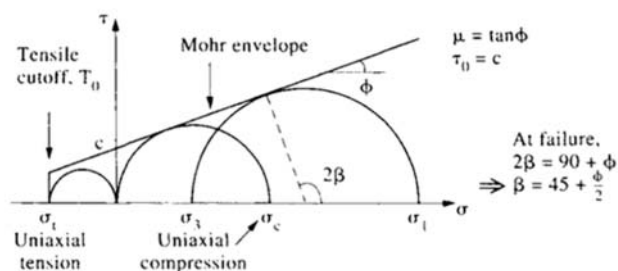
 τ_0 = cohesion μ = coeff. of friction

$$|\tau| = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta$$

The equation for $|\tau|$ and σ_n are the equations of a circle in (σ, τ) space:

FUNDAMENTAL GEOMETRY



Kuva 5. Mohr-Coloumbin murtokriteeri (Harrison, Hudson 2000.)

Hoek-Brownin empiirinen murtokriteeri on kehitetty sovittamalla kokeellista lujuusdataa suurimman ja pienimmän pääjännityksen muodostamaan koordinaatistoon. Käytännössä kysymys on pääjännitysten keskinäisten suhteiden laskennasta yksiakiaaliseen puristuslujuuteen ja empiiriseen aineistoon perustuvan kivilajista riippuvan kertoimen avulla. Hoek-Brownin empiirinen murtumiskriteeri (Hoek, Carranza-Torres & Corkum 2002) on kehitetty ensimmäisen kerran 1980 ja sitä on kehitetty edelleen sekä kriteerin kehittäjien että muiden tutkijoiden toimesta (Hoek, Brown 1997). Murtokriteeri on esitetty matemaattisesti kaavassa 2. Jotta kriteeriä voidaan käyttää, pitää tuntea vakioiden lisäksi kiven yksiakiaalinen puristuslujuus. Kriteeri soveltuu parhaiten kalliomassiivien lujuuden arviointiin.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \times \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (2)$$

missä σ'_1 ja σ'_3 = suurin ja pienin pääjännitys murtohetkellä
 σ_{ci} = yksiakiaalinen puristuslujuus
 m = Hoek-Brown materiaalivakio
 s = kiven ominaisuuksien perusteella valittu vakio

Myös muita murtokriteereitä on kehitetty, esimerkiksi Sheorey ja muut (1989) ovat esittäneet empiirisen murtokriteerin kolmiakiaalikokeiden tulosten perusteella, murtokriteeri käsittelee vain haurasta murtumaa. (Sheorey, Biswas & Choubey 1989)

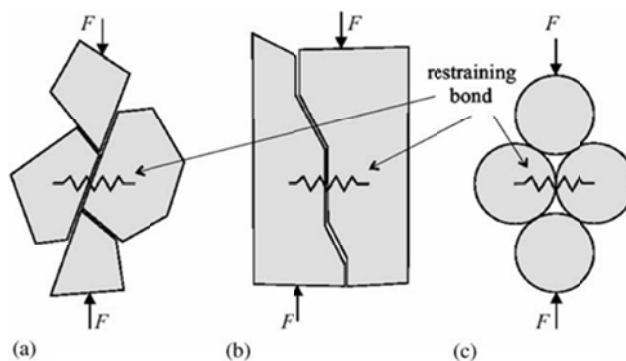
Kun tarkastellaan rakeisen materiaalin lujuutta, yksinkertaisimmillaan yksittäisten rakeiden murtokuorma voidaan määrittää puristuskokeella ja laskea murtolujuus (σ) kaavan (3) avulla, missä d on rakeen halkaisija ja F on murtokuorma.

$$\sigma = \frac{F}{d^2} \quad (3)$$

Koska yksittäisen rakeen rikkoutumiseen vaikuttavia muuttujia on useita, ja erityisesti rakeiden muoto ja koko vaikuttavat lujuuteen, tulosten arvioinnissa on käytettävä tilastollisia analyysimenetelmiä. Weibullin jakautuma kuvaa paremmin kivien rikkoutumista kuin normaalijakautuma, kuitenkin siten, että suurilla Weibullin vakion (m) arvoilla jakautuman muoto on lähes normaalijakautuma. Weibullin vakio (m) kuvaa mitattujen tulosten vaihtelua, mitä pienempi vakion arvo on, sitä suurempi on tulosten vaihteluväli. Esimerkiksi teräksen Weibullin vakio on noin 100 ja McDowellin (2000) tutkimuksen hiekkarakeiden vastaava arvo on noin 1,5. McDowellin (2000, 2003) tekemien tutkimusten mukaan rakeiden ehjänä säilymiselle voidaan esittää todennäköisyys valituilla vetojännitysten arvoilla. McDowellin tutkimukset perustuvat sekä hiekalla että raidesepeillä tehtyihin puristuskokeisiin. (McDowell, Amon 2000; McDowell, Lim & Collop 2003)

McDowellin (1996) tutkimusten mukaan yksittäisen rakeen murtumisen todennäköisyys kasvaa makroskooppisen jännityksen kasvaessa, rakeen suurentuessa ja koordinaatioluvun pienentyessä, koordinaatioluvulla tarkoitetaan pistemäisiä kontakteja läheisten rakeiden kanssa. Teorian mukaan pienet rakeet ovat lujempia kuin suuret, mutta niillä on usein vähemmän kontaktipisteitä kuin suurilla rakeilla, joten murtumisen todennäköisyyteen vaikuttavat tekijät osittain kumoavat toisensa. Se kumpi tekijöistä on murtumisen kannalta määräävä, jää kuitenkin näissä tutkimuksissa epäselväksi. (McDowell, Bolton & Robertson 1996; Aursudkij 2007)

Kiven murtumiseen liittyvään teoreettiseen, analyyttiseen tai empiiriseen tarkasteluun liittyy oleellisena osana rakeiden murtumisen mallintaminen, jota tarkastellaan enemmän luvussa 6. Tässä yhteydessä on kuitenkin syytä esittää Potyondyn ja Cundallin (2004) artikkelista poimittu kuva 6, joka esittää murtotilassa syntyvien vetorakojen syntymisen sekä tilanteen idealisoinnin mallinnusta varten. Kirjoittajat ovat mallintaneet tietyn kanadalaisen graniitin käyttäytymistä ydinjätteiden loppusijoitukseen liittyvässä tutkimushankkeessa. Rikkoutumisen mekanismeissa on aina kysymys sidoksen murtumisesta, oli sitten kysymyksessä rakeinen materiaali tai kairasydän-näyte tai kiven kappale.



Kuva 6. Puristuksen aiheuttaman vetorakoilun fyysikaalinen mekanismi (a ja b) ja sen idealisointi pyöreiden rakeiden avulla (c). (Potyondy, Cundall 2004)

3.1.2 Maarakenteen lujuus

Maarakenne on kiviainesrakeiden muodostama kokonaisuus, jonka käyttäytymiseen vaikuttaa yksittäisten kiviainesrakeiden lujuuden lisäksi rakeiden kokojakautuma ja luonnollisesti kuormitustilanne. Maarakenteen lujuus on monimuotoisempi käsite kuin kiven lujuus, lujuus liittyy oleellisesti maarakenteen kykyyn pysyä sille asetettujen vaatimusten mukaisena ja turvallisena alustana liikenteelle tai muulle toiminnalle. Käytännössä lujuuden pitää olla sellainen, ettei rakenteeseen synny käytön kannalta haitallisia pysyviä muodonmuutoksia.

Edellä esitetyt klassiset murtoteoriat ovat periaatteessa sovellettavissa silloin, kun käsitellään esimerkiksi yksittäisen kiviainesrakeen rikkoutumista. Maarakenteet koostuvat kiviainesrakeiden muodostamasta pakkautuneesta materiaalista. Kun tarkastellaan erilaisten rakennekerrosten lujuutta, niitä yleensä käsitellään homogeenisina kerroksina kuten jakava tai kantava kerros tai radan tuki-, väli- ja eristyskerros. Maarakenne reagoi kuormitukseen samalla periaatteella kuin kivikin eli rakenteeseen syntyvän jännitystilän johdosta syntyy muodonmuutoksia, joista osa on palautuvia ja osa palautumattomia. Maa- tai murskerakenteen murtuminen ei kuitenkaan pääsääntöisesti ole haurasta vaan sitkeää (kuva 4).

Maarakenteiden mekaanisissa tarkasteluissa on käytetty kontinuumia mekaniikkaa eli tarkasteluissa ei oteta huomioon kiviaineksen rakeista luonnetta vaan oletetaan yksittäisten rakeiden väliset jännitykset tasaisesti jakautuneiksi (Kolisoja 1997). Jos kontinuumiajattelua sovelletaan rakeisen materiaalin käyttäytymiseen partikkelien väliset voimat ja liikkeet riippuvat materiaaleissa vaikuttavien jännitystilojen komponenteista ja erityisesti normaali- ja leikkausjännityksistä. Merkittävin ominaisuus materiaalin hienonemisen kannalta on rakenteeseen kohdistuvan maksimikuormituksen suuruus. (Nurmikolu 2004)

Maarakenteiden ja erityisesti tie- ja ratarakenteiden mitoituksessa käytettävät menetelmät voidaan jakaa Huangin (2004) mukaan viiteen ryhmään seuraavasti. 1) Empiiriset menetelmät perustuvat joko kokemukseen tai lujuustesteihin, vanhin lujuustesti lienee CBR-testi, jonka perusteella pystyttiin mitoittamaan rakennekerrosten paksuudet vertaamalla pohjamaan tunkeutumisvastusta suhteessa standardimurskeeseen. 2) Leikkausmurtumiseen perustuvat menetelmät perustuvat siihen, että päällysrakenne mitoitetaan siten, ettei leikkausmurtumia tapahdu, jolloin materiaalien perusominaisuuksista merkittävimpiä ovat koheesio ja kitkakulma. 3) Taipumia rajoittavat menetelmät päällysrakenteen paksuus määritellään siten, ettei pystysuuntainen taipuma ylitä asetettua raja-arvoa. 4) Regressioanalyysiin perustuvat menetelmät perustuvat joko rakenteista mitattuun tietoon tai erilaisiin koeteihin. 5) Mekanistis-empiiriset menetelmät perustuvat materiaalien mekaanisiin ominaisuuksiin ja niiden muutoksiin kuormituksen alaisena. Mekaaniset ominaisuudet määritetään joko laboratoriossa tai kenttäolosuhteissa. Yleisesti käytetään mekanistis-empiiristä Burmisterin elastista kerrosteoriaa, jonka perusteella rajoitetaan vaakasuuntaista vetorasitusta asfalttipäällysteen alapinnassa ja pystysuuntaista puristusjännitystä sitomattomien rakenteiden yläpinnassa. Edellä esitetyt menetelmät ovat peruslähtökohta nykyisille analyttisille, numeerisille ja todennäköisyyslaskentaan perustuville mitoitusmenetelmille. (Huang 2004)

Mekanistis-empiirisessä mitoituksessa materiaalien ominaisuudet täytyy määritellä, jotta jännitykset, muodonmuutokset ja siirtymät voidaan määrittää. Yleisiä materiaaliominaisuuksia kuvaavia parametreja ovat rakennekerrosten kimmomoduuli (E) ja Poisonin luku (ν). Koska Poisonin vakio vaikuttaa suhteellisen vähän rakenteen käyttäytymiseen, se voidaan yleensä olettaa tietyksi vakioarvoksi – näin voidaan tehdä, jos oletetaan rakenteiden käyttäytyvän lineaaris-elastisesti. Poisonin vakio on poikittaisen ja pitkittäisen venymän suhde. Jos materiaalin E -moduuli vaihtelee kuormituksen mukaan, on käytettävä toistokuormituksesta saatua jäykkyyttä kuvaavaa resilient moduulia (M_r). Jos materiaalin oletetaan olevan epälineaarisesti elastista, on määritettävä muodonmuutosmoduuli eri jännitystasoilla. On kyllä tunnettua, että useimmat rakennekerrosten materiaalit eivät ole elastisia, koska jokaisella kuormituskerralla syntyy myös palautumattomia muodonmuutoksia. Kuormituskertojen kasvaessa muodonmuutokset muuttuvat palautuviksi. (Huang 2004)

Alusrakenteen yläpinnassa esiintyvä pystyjännitys on merkittävä tekijä rakenteen mitoituksen kannalta, rakenteelle sallittu pystyjännitys riippuu rakennekerroksen lujuudesta tai moduulista. Jännitys ja lujuus voidaan yhdistää käyttämällä pystysuoraa puristusmuodonmuutosta mitoituskriteerinä. Tämä toimii erityisesti tie-rakenteissa, jossa vaakasuuntainen jännitys on suhteessa pieni pystyjännitykseen verrattuna. Ratarakenteiden suunnittelussa mitoituksen olisi kuitenkin perustuttava pystyjännitykseen eikä siirtymään, koska siellä muodonmuutos ei välttämättä kuvaa pystyjännityksen suuruutta. (Huang 2004)

Rakeinen materiaali murtuu rakenteessa kuormitusten vaikutuksesta, kiven kokonaislujuus on tuskin kuormituksen alussa kriittisin tekijä vaan aluksi murskerakeiden terävät säröt pyöristyvät ja rakeet luonnollisesti liikkuvat toistensa suhteen. Kysymyksessä on siis prosessin alkuvaiheessa kiviaineksen hienonemisesta, riittävä hienoneminen muuttaa karkearakeisesta materiaalista toteutetun rakenteen käyttäytymistä pikkuhiljaa, kunnes materiaali ei enää toimi alun perin suunnitellulla tavalla. (Kolisoja 1997) Näin ollen myöskään materiaalille alun perin määritetyn mitoituksessa käytetyt perusominaisuudet eivät enää pidä paikkaansa.

Siirryttäessä kontinuumiajattelusta rakeisen materiaalin käyttäytymisen mallintamiseen on tunnettava edellä mainittujen materiaalien perusominaisuuksien lisäksi materiaalissa oleva ”hienonemispotentiaali” toisin sanoen geologisiin ominaisuuksiin perustuva materiaalin perusluonne, jota usein voidaan mitata välillisesti esimerkiksi lujuutta mittaavilla testeillä. Suuret kuormitukset voivat saada kiviainesrakeiden väliset pistekuormitukset niin suuriksi, että yksittäiset partikkelit tai niiden säröt murtuvat. Uuden muotoiset ja kokoiset rakeet pääsevät liikkumaan toistensa suhteen ja näin ollen muodonmuutokset ovat pääosin palautumattomia. Osa muodonmuutoksista on palautuvia, palautuvien ja palautumattomien muodonmuutosten suhteeseen vaikuttaa erityisesti syntyvien leikkausjännitysten suuruus. Rakenteessa tapahtuvien toistuvien kuormitusten suunnalla on oleellinen merkitys palautumattomien muodonmuutosten kannalta. (Kolisoja 1997, Nurmikolu 2004)

3.2 Kiven ja kiviaineksen lujuuden mittaaminen

Kiven lujuutta voidaan arvioida perussuureiden yksiaksiaalisen puristus-, veto- tai taivutuslujuus avulla. Kiviaineksen lujuuden määrittämisen lähtökohtana voidaan pitää raaka-aineen eli kallion perusominaisuuksia, mutta louhinta ja murskaus muuttavat kiveä huomattavasti, joten rakenteissa käytettävien kiviainestuotteiden lujuutta mitataan yleensä välillisesti. Sekä kivien että kiviaineksen lujuuden testausmenetelmät on nykyisin standardisoitu, vanhempia tuloksia tarkasteltaessa on kuitenkin syytä muistaa, että menetelmät ovat muuttuneet ajan myötä, eivätkä kaikki tulokset ole vertailukelpoisia. Kiviaineksen lujuutta ja hienontumista rakenteessa voidaan mitata ja mallintaa laboratoriossa erilaisilla kuormitusjärjestelyillä, näitä menetelmiä käsitellään tarkemmin luvussa 6.

3.2.1 Kiven peruslujuutta mittaavat testit

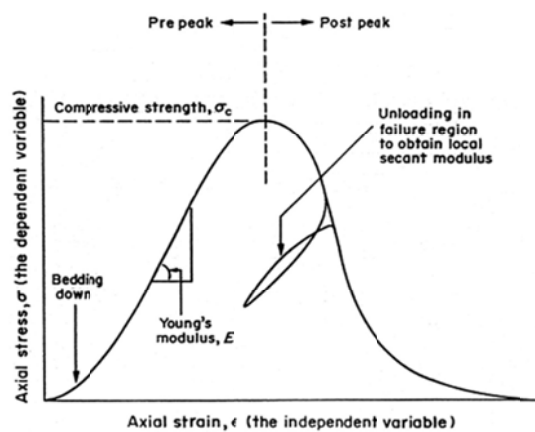
Yksiaksiaalisen puristuslujuuden määrittäminen on ehkä yksi yleisimmistä kiven lujuuden määritysmenetelmistä ja sen avulla voidaan tuottaa lähtötietoa esimerkiksi kalliorakentamiseen ja kivien murskaamiseen. Puristuslujuus σ_c ei kuitenkaan ole todellinen materiaalin ominaisuus, koska sen suuruus riippuu testikappaleen koosta, muodosta ja kuormitus- ja ympäristöolosuhteista. Testattavan kappaleen koko vaikuttaa puristuslujuuden arvoon siten, että mitä pienempi koekappale on, sitä suurempi on puristuslujuus. Puristuslujuus on kuitenkin eniten käytetty kiven ominaisuuksia kuvaava parametri esimerkiksi kalliotilojen suunnittelussa. (Harrison, Hudson 2000)

Kivimateriaalia voidaan luokitella puristuslujuuden perusteella esimerkiksi Touloukian, Judd & Roy (1981) luokittelevat kivet puristuslujuuden perusteella kolmeen luokkaan: heikko < 34 MPa, luja 34–172 MPa ja erittäin luja >172 MPa. Vastaavasti esimerkiksi Ruuskanen (2006) luokittelee kivet murskattavuuden perusteella neljään ryhmään taulukon 2 mukaisesti, kun puristuslujuus määritetään yksiaksiaalisesti kairasydännäytteestä.

Taulukko 2. Yksiaksiaaliseen puristuslujuuteen perustuva kivien luokittelu murskattavuuden kannalta. Taulukko on käännetty suomeksi lähteestä Ruuskanen (2006).

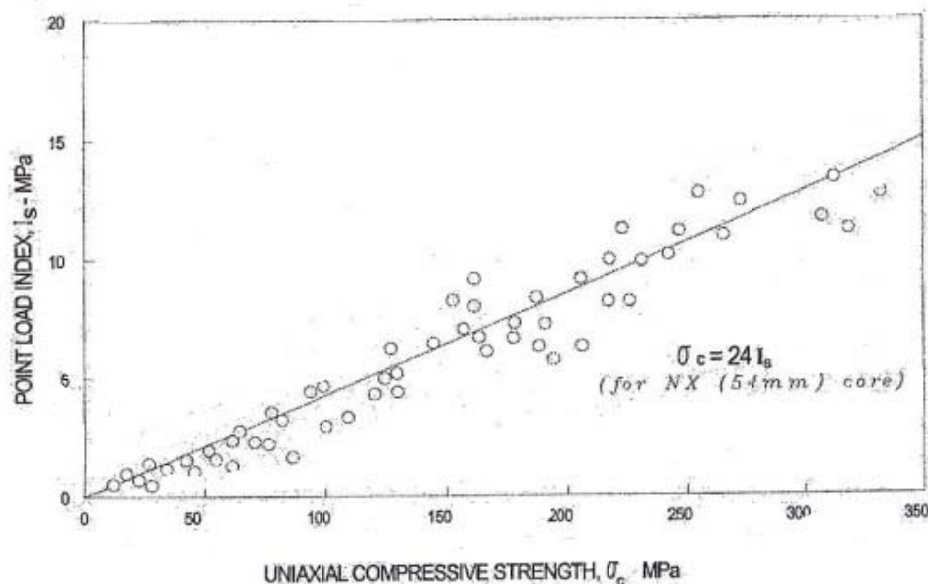
Puristuslujuus	Luokitus
< 69 MPa	Materiaali on pehmeää. Materiaalia voidaan murskata kaikilla kalustotyypeillä ja pienellä energiankulutuksella.
69–138 MPa	Keskimääräinen materiaali. Materiaalia voidaan murskata kaikilla kalustotyypeillä. Voi käyttää murskaimen kaiken tehon.
138–276 MPa	Materiaali on kovaa. Vaatii järeää kalustoa ja täyttä tehon käyttöä
> 276 MPa	Materiaali on erittäin kovaa.

Luonnonkivituotteiden raaka-aineiden puristuslujuus määritetään eurooppalaisten standardien mukaan menetelmällä SFS-EN 1926 (SFS 2006b). Luonnonkiven puristuslujuuden määritysmenetelmä ei sisällä muodonmuutosten määrittämistä, vaan ainoastaan suoran puristuslujuuden määrittämisen standardin mukaan vakiokokoisista kuutiokoekappaleista. Kiven puristuslujuuden lukuarvolle Suomessa on asetettu vaatimuksia, silloin kun valmistetaan noppa- tai nupukiviä. Puristuslujuuden odotusarvon on oltava suurempi kuin 100 MPa, jos kiveyksellä kulkee ajoneuvoliikennettä (SFS 2014a).



Kuva 7. Ideaalinen kiviäytteen jännitys-muodonmuutoskuvaaja yksiakiaalisessa puristuksessa. (Tang, Hudson 2010)

Kiven lujuutta on vuosikymmenten ajan mitattu kairasydännäytteistä määritetyn pistekuormitusindeksin avulla. Pistekuormitusindeksin määrittäminen voidaan tehdä ISRM:n (International Society of Rock Mechanics) ohjeiden tai ASTM-standardien mukaan (ASTM 2008b, Franklin 1985). Pistekuormitusindeksiä pidetään joidenkin lähteiden mukaan epäsuorana puristuslujuuden määritysmenetelmänä (kuva 8). Puristuslujuus voidaan määrittää pistekuormituskokeiden tuloksista erilaisten kertoimien avulla. Menetelmää käytetään myös sen vuoksi, että puristuslujuuskoeapparaatien valmistaminen on työlästä (Fener et al. 2005).



Kuva 8. Pistekuormitusindeksin ja yksiakiaalisen puristuslujuuden välinen korrelaatio (ASTM 2008b).

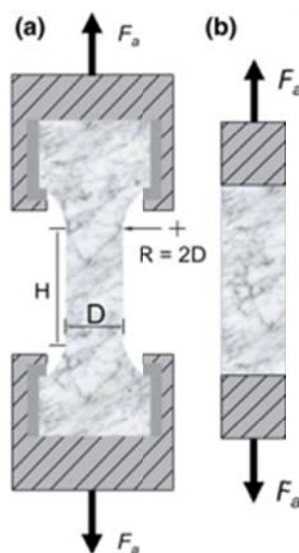
Yksiakiaalisen puristuslujuuden ja pistekuormitusindeksin välillä on selkeä korrelaatio esimerkiksi lähteen Singh, Kainthola & Venkatesh (2012) mukaan. Vertailututkimuksissa erittäin homogeenisten kivilajin (kvartsiitti) pistekuormitusindeksin ja puristuslujuuden korrelaatiokertoimeksi saatiin 0,98 (Singh, Singh 1993).

Suomessa pistekuormitusindeksiä on käytetty esimerkiksi Olkiluodon kallioperän tutkimuksissa. Pistekuormitusindeksin avulla on laskettu kiven puristuslujuuden arvoja.

Olkiluodossa tehdyssä tutkimuksessa havaittiin kertoimen 20 olevan sopiva tutkitun alueen kallioperälle. (Pohjanperä, Wanne & Johansson 2005)

Pistekuormitusindeksi voidaan määrittää myös murskerakeista (Guidicini, Nieble & Cornides 1973; ASTM 2008b). Lobo-Gierro ja Vallejo (2006) ovat tutkineet epämääräisen muotoisten kiviainesrakeiden pistekuormitusindeksejä ja laskeneet tulosten perusteella kiven vetolujuuden. Kahden erilaisen kivilajin testitulosten avulla on laskettu Weibullin tilastollista menettelyä käyttäen niin kutsuttu Weibullin moduuli (m), joka kuvaa vetolujuuden vaihtelua tutkittavassa materiaalissa. Mitä homogeenisempi materiaali on, sitä suurempi on Weibullin moduuli. Lobo-Guerreron ja Vallejon (2006) tutkimuksissa saatiin kvartsiitille Weibullin moduulin arvo 4,23 ja biotiitti-gneissille arvo 2,75. Vertailuarvoina he esittävät teräkselle moduulin arvon 100 ja keraamisille materiaaleille arvon 10. Kirjoittajat ehdottavat, että tällä menettelyllä voitaisiin korvata murskeista tehtäviä lujuustestejä kuten Los Angeles -testi. Kirjoittajat esittävät Weibullin moduulin käyttöä erottelamaan toisistaan esimerkiksi sellaisia kiviaineksia, joiden Los Angeles -luku on sama. Se kiviaines, jonka Weibullin moduuli on suurempi, on tasalaatuisempi. (Lobo-Guerrero, Vallejo 2006a)

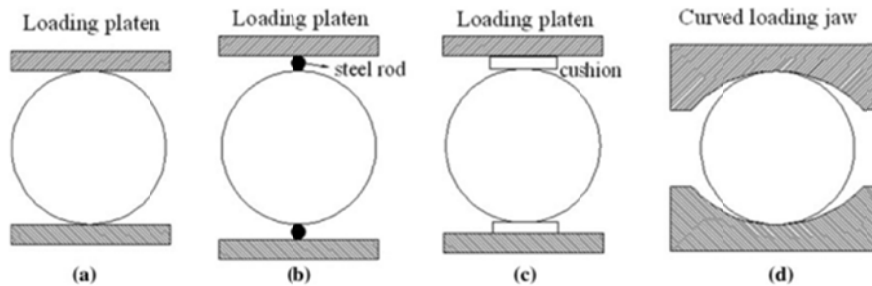
Kiven lujuusominaisuuksista vetolujuus on useimmiten määräävä, mutta sen määrittäminen kokeellisesti on haastavaa. Vetolujuus voidaan määrittää kokeellisesti kuvan 9 mukaisista koekappaleista, joiden valmistus on kuitenkin erityisen haastavaa, koska suositelluin koekappale on koiran luun muotoinen. Vetolujuus on merkittävä ominaisuus monissa murtumisprosesseissa, vetolujuutta ei kuitenkaan usein määritetä suoraan näytteiden valmistuksen hankaluuden vuoksi. Huonosti valmistetut näytteet eivät murru vetokokeissa oikein. (Perras, Diederichs 2014)



Kuva 9. Vetolujuuden määrittämisen koearjestelyjä a) koiran luun muotoinen näyte b) päästään liimattu sylinterinmuotoinen näyte. (Perras, Diederichs 2014)

Vetolujuuden sijaan kiven lujuusominaisuuksia voidaan kuvata paremmin halkaisuvetolujuuden avulla niin kutsutulla Brasilian kokeella (kuva 10), jota käytetään yleisesti kalliomekaniikan sovelluksissa. Brasilian koe voidaan tehdä standardin ASTM D3967-08 (ASTM 2008a) tai ISRM:n julkaiseman menetelmän mukaan (ISRM 1978). Brasilian kokeessa kiven oletetaan olevan isotrooppista, homogeenista ja käyttäyty-

vän lineaarisella tavalla elastisesti ennen murtumista. Lisäksi murtumisen oletetaan aina tapahtuvan testikappaleen keskellä, jossa saavutetaan suurin jännitys. Brazilian koetta on käytetty vuosikymmenet, mutta sen tuloksia on myös tarkasteltu kriittisesti useiden tutkijoiden toimesta (Li, Wong 2013). Brazilian testiä suositellaan standarditestiksi kiven halkaisuvetolujuuden määrittämiseen, vaikka tulos lasketaan olettaen kiven käyttäytyvän elastisesti. Myös halkaisuvetolujuutta tulee puristuslujuuden tavoin pitää enemmänkin indeksiominaisuutena kuin materiaaliominaisuutena, koska testiolosuhteet ja koekappaleiden muoto vaikuttavat tulokseen. (Tang, Hudson 2010)

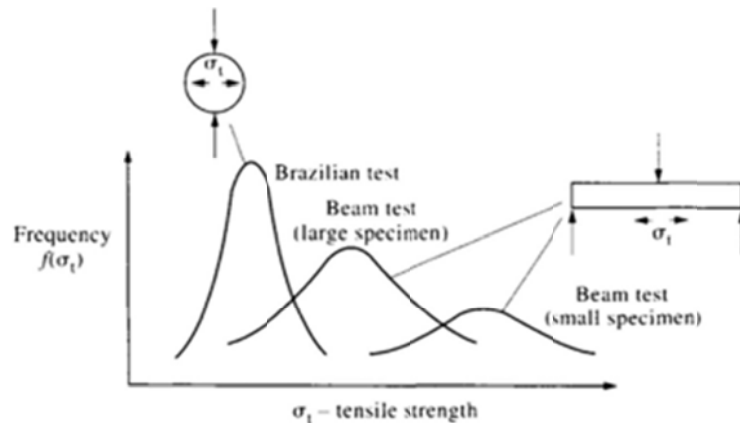


Kuva 10. Tyypillisiä Brazilian kokeen koejärjestelyjä a) tasaiset kuormituslevyt b) tasaiset kuormituslevyt ja metallisauvat, c) tasaiset kuormituslevyt ja tyynyt d) kaarevat kuormitusleuat. (Li et al 2013)

Kiven vetolujuutta on arvioitu myös niin kutsutun Crack Initiation -arvon (CI) perusteella. CI-arvo on se lujuusarvo, joka on saavutettu ensimmäisten halkeamien/säröjen muodostuessa kuormituksen aikana. Perras ja Diederichs (2014) ovat keränneet tietoa useista eri lähteistä ja osoittavat artikkelissaan CI-arvon tärkeyden. Perraksen ja Diederichsin (2014) mukaan vetolujuuden arviointi yksiakselialisen puristuslujuuden perusteella antaa kaikkein virheellisimmät tulokset. Yksiakselialinen puristuslujuus jaettuna vetolujuudella antaa hyvän approksimaation Hoek-Brown vakioista m (kaava 2), mutta jos vakioita ei ole määritetty laboratorikokeilla tulos ei ole välttämättä oikein. Vakion m arvoja on luokiteltu kivilajityypeittäin useissa eri lähteissä. CI-arvoa voidaan käyttää vetolujuuden määrittämisessä, jos se on määritetty laboratorikokeilla. Perras ja Dietrich (2014) esittävät vetolujuuden arvolle ja CI-arvolle yhteyden: $\text{vetolujuus} = \text{CI}/8$. Edellä mainitussa tutkimuksessa on laskettu myös korrelaatio vetolujuuden ja Brazilian kokeen tuloksille (BTS) kivilajityypeittäin siten, että metamorfisten kiven vetolujuus on $0,9 \cdot \text{BTS}$, magmakivien vetolujuuden arvo on $0,8 \cdot \text{BTS}$ ja sedimenttikivien vetolujuus on $0,7 \cdot \text{BTS}$. Näin laskettu modifioitu vetolujuuden arvo korreloi hyvin CI-arvon kanssa. (Perras, Diederichs 2014)

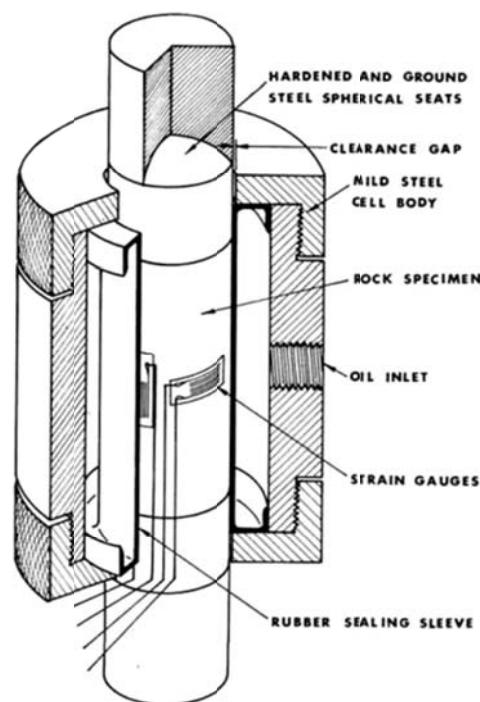
Myös Li et al (2013) mukaan Brazilian testi yleensä yliarvioi kiven vetolujuutta, mutta se on silti yleisimmin käytetty menetelmä. Brazilian kokeen oletetaan noudattavan Griffithin murtokriteeriä eli murtuminen tapahtuu kuormituksen synnyttämän mikro-raon aiheuttaman jännityksen vuoksi.

Kuvassa 11 on esitetty erilaisilla kokeilla määritettyjen vetolujuuksien välisiä suhteita erilaisilla koekappaleilla. Kuvasta voidaan havaita, että Brazilian kokeella tulosten hajonta on pienempi kuin palkinmuotoisista näytteistä suoraan määritetyillä vetolujuuden arvoilla. Kuvasta nähdään myös, miten näytteen koko vaikuttaa vetolujuuden arvoon.



Kuva 11. Vetolujuuden periaatteellinen muuttuminen näytteen muodon, tilavuuden ja testimenetelmän mukaan. (Harrison, Hudson 2000)

Kiven puristuslujuus ja moduuliarvot voidaan määrittää kairasydännäytteistä myös kolmiaksisiaalisella mittausmenetelmällä (kuva 12) ASTM standardin D7012-13 mukaan (ASTM 2013) tai ISRM:n julkaiseman menetelmän mukaisesti (ISRM 1978b). Kokeella voidaan mitata kiven käyttäytymisestä erilaisissa jännitystilastoissa. Lisäksi tuloksista voidaan laskea materiaalivekiot Poissonin luku ja kimmomoduuli.



Kuva 12. Kolmiaksisiaalinen testausjärjestely (<http://rocscience.ca/hoek/references/H1968.pdf>).

Kivien kolmiaksisiaalikokeita on perinteisesti tehty kairasydännäytteistä, mutta myös sahatuista kappaleista on testattu lujuusominaisuuksia. Haimson ja Chang (2000) kehittivät uuden kolmiaksisiaalilaitteen ja yhdellä kivilajilla tehtyjen testien perusteella he kehittivät murtoteorian, joka poikkeaa perinteisistä murtoteorioista. (Haimson, Chang 2000) Murtoteoria on herättänyt vilkasta asiantuntijakeskustelua. (Chang, Haimson 2012; Chang, Haimson 2013). Lähtökohtana uudessa teoriassa on se, että

murtokriteerin pitää perustua todellisiin kolmiakselialikokeisiin erityisesti tilanteissa, joissa kallion jännitystilasta on merkittävästi erilainen eri suunnissa.

Luonnonkivimateriaalin taivutusvetolujuus määritetään yleensä sahatuista suorakaiteen mukaisista koekappaleista standardin SFS-EN 12372 mukaan ja tulos ilmoitetaan taivutusvetolujuuden odotusarvona. Taivutusvetolujuus on mitoittava tekijä esimerkiksi ulkotiloissa käytettävien laattojen paksuutta suunniteltaessa. Suomessa taivutuslujuuden keskiarvon on oltava vähintään 8 MPa. (SFS 2014a, SFS 2006a)

Kahrama et. al. (2012) ovat tutkineet kiven kovuuden, Brasilian kokeen tuloksen ja yksiakselialaisen puristuslujuuden välistä suhdetta. Tutkimuksissa todettiin kovuuden korreloivan muiden testitulosten kanssa, erityisen hyvä korrelaatio saavutettiin silloin, kun tuloksia vertailtiin eri kivilajityypeittäin. Kovuuden määrittämisen perusteella voitiin siis arvioida puristus- ja vetolujuutta. (Kahraman, Fener & Kozman 2012)

Koska kivi on luonnonmateriaali, sen lujuusparametrien arvot vaihtelevat myös alueellisesti. Lujuusparametreja ja niihin perustuvia kivien luokitteluja on julkaistu useissa eri lähteissä. Esimerkiksi kivien Poisonin vakioista on kerätty systemaattista tietoa, isotrooppisten kivien Poissonin vakio vaihtelee 0,05 ja 0,45 välillä (Gercek 2007).

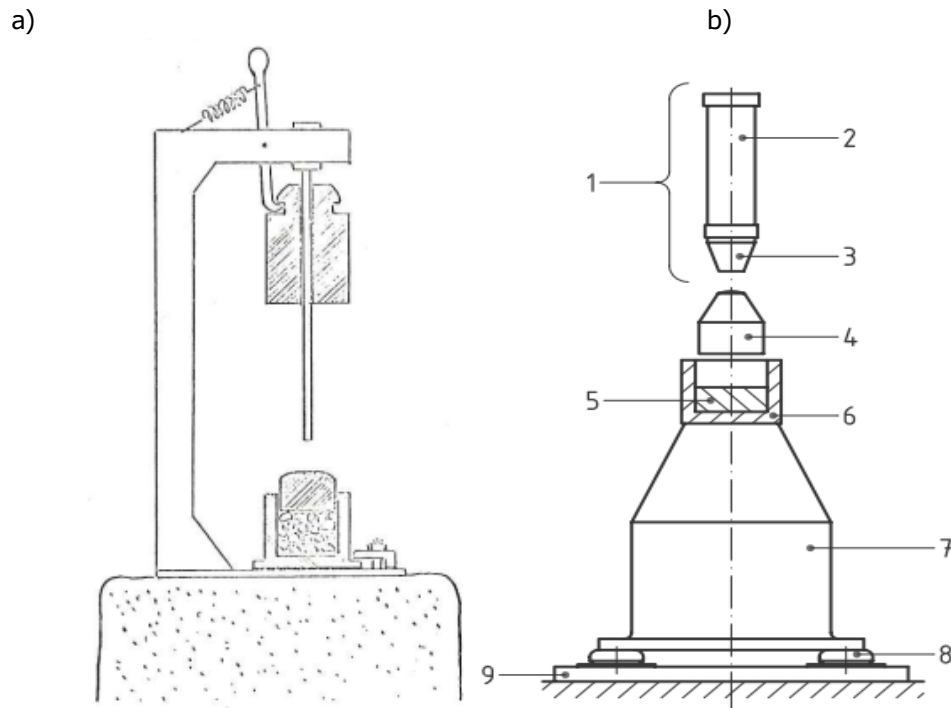
Kiviaineksen lujuusominaisuuksien ja käyttäytymisen kannalta edellä esitetyillä kiven lujuusparametreilla on luonnollisesti oma merkityksensä esimerkiksi murskausprosessin suunnittelussa, mutta niiden avulla on hankalaa suoraan ennustaa kiviaineksen kestävyttä rakenteissa. Suorista lujuuskokeista saatuja parametreja (veto- tai puristuslujuus) voidaan kuitenkin hyödyntää lähtöarvoina esimerkiksi rakeisen materiaalin käyttäytymistä mallinnettaessa, kuten esimerkiksi Lim (2004) ja Lim & McDowell (2005) ovat tutkimuksissaan osoittaneet.

3.2.2 Kiviaineksen iskunkestävyyttä mittaavat menetelmät

Rakeisen materiaalin lujuusominaisuuksia mittaavista välillisistä menetelmistä ensisijaisesti iskunkestävyyttä (fragmentation) mittaavia testejä on useita. Menetelmiä on kehitetty useiden vuosikymmenten aikana ja tuloksien perusteella on pyritty luokittelemaan kiviaineksiä niiden käyttötarkoituksen mukaisiin luokkiin. Los Angeles -testiä on käytetty jo 1930-luvulla kiven käyttökelpoisuuden luokittelussa USA:ssa (Woolf 1938). Suomessa iskunkestävyyden mittaamiseen on käytetty pisimpään haurausarvo- ja Los Angeles -testejä (jatkossa käytetään myös lyhenteitä LA-testi ja LA-luku), vaikka Los Angeles -testiä pidettiin vielä 1960-luvulla ensisijaisesti kulutuskestävyyttä mittaavana testinä.

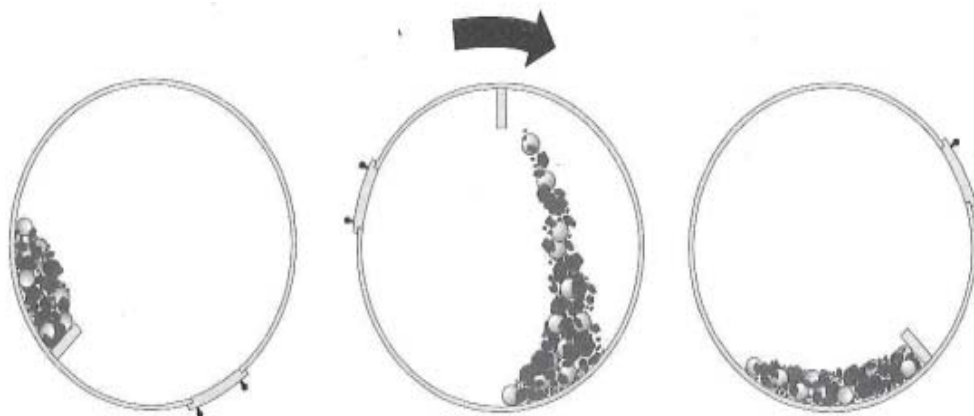
Haurausarvotesti perustuu tietyn rakeisuuden omaavan testinäytteen kuormittamiseen iskuilla ja kokeen jälkeisen hienontumisen mittaamiseen (kuva 13). Suomessa käytettiin testilajitetta 8/12 mm ja alun perin haurausarvo määritettiin kokeen jälkeen pienemmäksi kuin 8 mm hienontuneen lajitteen määrän prosentuaalisena osuutena alkuperäisestä (noin 500 g) näytteestä. Testiä kehitettiin myöhemmin siten, että testiseulaksi muutettiin 4 mm ja mitattua arvoa kutsuttiin parannetuksi haurausarvoksi. Testinäytteen valmistuksessa otettiin huomioon kiviaineksen kiintotiheys. Testilaitteiston iskukuormitus tuotettiin 14 kg pudotusvasaralla ja 3,7 kg teräsmännällä, työmääräksi on arvioitu 700 Nm. Kuorma pudotettiin näytteen päälle 25 cm korkeudelta 20 kertaa ja testi tehtiin aina kolmesta rinnakkaisnäytteestä. (Kannisto et al. 1979) Haurausarvoa mitattiin Pohjoismaissa jo 1950-luvulla, menetelmää muutettiin 1970-

luvulla ja sitä kehitettiin Suomessa vielä erityisesti raideseppelin testaamiseen 1990-luvulla. Menetelmä poistui käytöstä 1990-luvun lopulla eurooppalaisten standardien käyttöönoton myötä. Saksassa on edelleen käytössä hieman vastaava haurausarvoa mittaava standardissa SFS-EN 1097-2 kuvattu testausmenetelmä, menetelmää ei juurikaan käytetä muissa Euroopan maissa (SFS 2010).



Kuva 13. Periaatekuva a) Suomessa käytetystä haurausarvotestilaitteesta (Kauranne 1969) ja b) SFS-EN 1097-2 mukaisesta iskukestävyytestilaitteesta (SFS 2010).

Iskunkestävyyttä mittaavana testinä on ympäri maailmaa käytetty Los Angeles -testiä, ensimmäinen kerran menetelmä lienee julkaistu amerikkalaisena ASTM-standardina (ASTM C131 ja C535). Eurooppalainen versio menetelmästä (SFS-EN 1097-2) on ollut käytössä 1990-luvun loppupuolelta alkaen. Los Angeles -testissä tietyn rakeisuuden omaavaa testinäytettä (yleensä 5 kg) pyöritetään 500 kierrosta n. 400 g painoisten teräskuulien (yleensä 11 kpl) kanssa vakionopeudella 33 r/min pyörivässä myllyssä (kuva 14). Testimateriaalin rakeisuus voi olla erilainen, myös kuulien määrä ja testinäytteen massa vaihtelevat testattavan materiaalin raekoon mukaan. Kun testataan kaikkein karkeimpia lajitteita, näytemäärää lisätään aina 10 kg saakka (lajite 31,5/50 mm) ja kuulien määrä muuttuu myös suuremmaksi raekoon kasvaessa. Pyörityksen jälkeen Los Angeles -luku (LA-luku) määritetään kokeessa pienemmäksi kuin 1,6 mm (EN-standardi) tai 1,7 mm (ASTM-standardi) hienontuneen aineksen prosentuaalisena osuutena alkuperäisen näytteen massasta. (SFS 2010, ASTM 2012, ASTM 2006)



Kuva 14. Los Angeles-myllyn periaatekuva. (Stenlid 1996)

Suomessa käytettiin 1950-luvulta alkaen aina 1990-luvun loppupuolelle saakka ASTM-standardiin perustuvaa LA-testiä, jonka testilajite oli 9,52/19 mm. ASTM-standardin ja nykyisin käytettävän EN-standardin mukainen testimenetelmä eroavat toisistaan niin paljon, että tulokset eivät ole keskenään suoraan vertailukelpoisia (Taulukko 4). Raidesepelin Los Angeles -testi tehdään testilajitteesta 31,5/50 mm, testi eroaa 10/14 mm testistä myös siten, että siinä käytetään 10 kg testinäytettä ja myllyä pyöritetään kaksinkertainen kierrosmäärä ja kuulia on yksi enemmän (12 kpl). (SFS 2010, ASTM 2012, ASTM 2006)

ASTM-standardien peruseriaatteena on, että LA-testi tehdään sellaisesta lajitteesta, joka on lähimpänä rakenteessa käytettävän materiaalin raekokoa. Eurooppalaiset standardit perustuvat niin kutsutun referenssilajitteen käyttöön eli materiaali luokitellaan 10/14 mm lajitteesta tehdyn testin mukaan. Ainoastaan raidesepelissä referenssilajite on 31,5/50 mm. Liitteessä 1 on esitetty EN- ja ASTM-standardien kaikki lajitevaihtoehdot. Merkittävin testilaitteiden ero, on se, että ASTM standardi sallii myllyssä olevan hyllyn sijoittamisen aukon kanteen, mikä ei ole EN-standardin mukaan mahdollista.

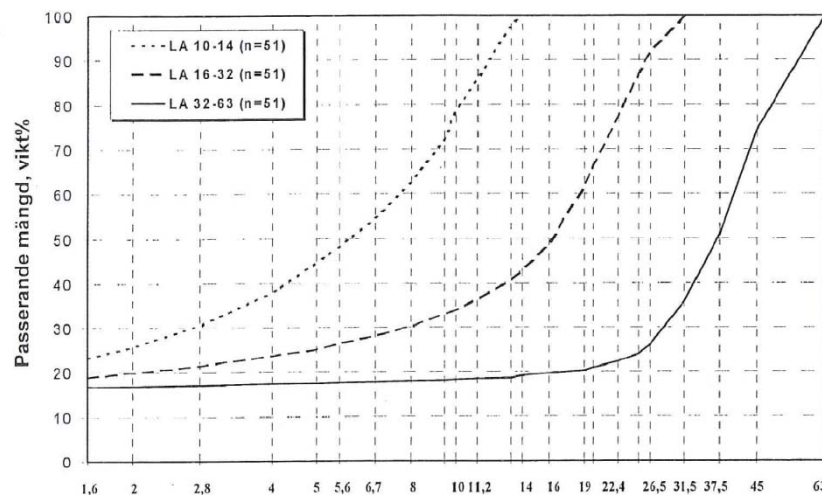
Taulukko 4. Nykyisen EN-standardin ja Suomessa aikaisemmin käytetyn ASTM-testistandardin mukaisten Los Angeles -testin testausparametrit.

Menetelmä	SFS-EN 1097-2	ASTM C535-12
Testilajite	10/14 mm	9,5/19 mm
Näytemäärä (g)	5000 ±5	5000±10
Kuulamäärä (kpl)	11	11
Testiseula	1,6 mm	1,7 mm
Kuulien massa (g)	4690–4860	4584±25
Kuulien koko	Ø 45...49 mm ja massa 400–445 g	Ø 47 mm ja massa 390–445 g
Kierrosmäärä	500	500

Testausmenetelmien muuttuminen on aiheuttanut tarpeen selvittää menetelmillä saatavien tulosten keskinäisiä eroja esimerkiksi eri käyttökohteiden vaatimusluokitusten muuttamiseksi. Tielaitoksen (2000) julkaisemassa VTT:n tekemässä tutkimuksessa oli mukana 20 erilaista kivilajityyppiä, joista kymmenellä vertailtiin ASTM ja EN-standardien mukaisen LA-testin tuloksia. Lisäksi vertailtiin 10 kivilajin LA- ja micro-Deval -testin tuloksia. Todennäköisesti vertailussa on käytetty vain yhden määrittäytymisen tuloksia. Tulosten perusteella on tehty korrelaatioanalyysi ja todettu, että ASTM- ja EN-standardin mukaisten testimenetelmien tulosten eroavan toisistaan si-

ten, että EN-standardin mukaisella menetelmällä saadaan suurempi tulos. Vertailututkimuksen perusteella ei ole kuitenkaan tehty muutoksia laatuvaatimuksiin. Kuitenkin esimerkiksi tasolla LA₃₀ EN-menetelmällä saadaan selvityksen mukaan arvo 34 eli periaatteessa sellainen kiviaines, joka oli ollut ASTM-standardin mukaan kelvollista, ei enää ollut sopivaa kantavan kerroksen kiviainesta testimenetelmän vaihduttua. (Tielaitos 2000a)

Erilaisten testausmenetelmien välisiä korrelaatioita on esitelty myös muassa Stenlidin (1996) tutkimuksessa. Tutkimuksessa on vertailtu menetelmien välisiä tuloksia ja lisäksi tehty testejä eri raekokolajitteista. Esimerkiksi aikaisemmin pohjoismaissa käytetyn haurausarvotestin tulosten on todettu korreloivan hyvin Los Angeles -testin tulosten kanssa (korrelaatiokerroin 0,96). Stenlid on myös tutkinut materiaalien rikkoutumista eri lajitteista tehdyissä LA-testeissä (kuva 15) Tutkimuksessa käytettiin 50 erilaista kiviäytettä Ruotsista. (Stenlid 1996)



Kuva 15. Erilaisten testilajitteiden rakeisuus Los Angeles -testin jälkeen. Kuvassa 1,6 mm läpäisyprosentti vastaa LA-lukua. (Stenlid 1996)

Kuvasta 15 voidaan havaita, että eri lajitteista tehtyjen testien jälkeen raekokojakautuma on erilainen, vaikka kokeen tuloksena saadut lujuusarvot ovat suuruusluokaltaan samanlaisia (välillä 18–23). Tulosten perusteella näyttää siltä, että eri lajitteet särkyvät kokeessa eri tavalla. Hienompirakeinen materiaali (10/14 mm) rikkoutuu pienemmiksi rakeiksi, kun taas karkeampirakeinen materiaali (32/63 mm) rikkoutuu vähemmän ja hioutuu selvästi enemmän.

Bach (2013) on tutkinut väitöstyössään Los Angeles -testilaitteen toimintaa ja testannut raidesepelin lujuutta erilaisilla menetelmillä. Lujuusominaisuuksia tutkittiin LA-testin lisäksi sveitsiläisellä puristuskokeella ja micro-Deval -testillä kuivana ja märkänä. Sveitsiläisessä puristuskokeessa raidesepelinäytettä puristetaan 500 kN voimalla 4 minuuttia, jonka jälkeen tutkitaan hienommaksi kuin 22,4 mm hienontuneiden rakeiden osuus. Lisäksi lujuutta arvioitiin kahdella lähinnä kalliorakentamisessa käytetyllä kuluttavuustestillä. Raidesepelinäytteet edustivat Itävallassa tyypillisesti käytettyjä kivilajeja graniitteja, diabaaseja, duniitteja, dolomiitteja ja basalttia. Näytteiden geometrisia ominaisuuksia tutkittiin kuva-analyysiin perustuvalla ranskalaisella menetelmällä sekä ennen lujuuskokeita että niiden jälkeen. Kuvassa 16 on esitetty periaatekuva kiviaineksen hienontumisesta iskevän ja hiovan kuormituksen vuoksi.

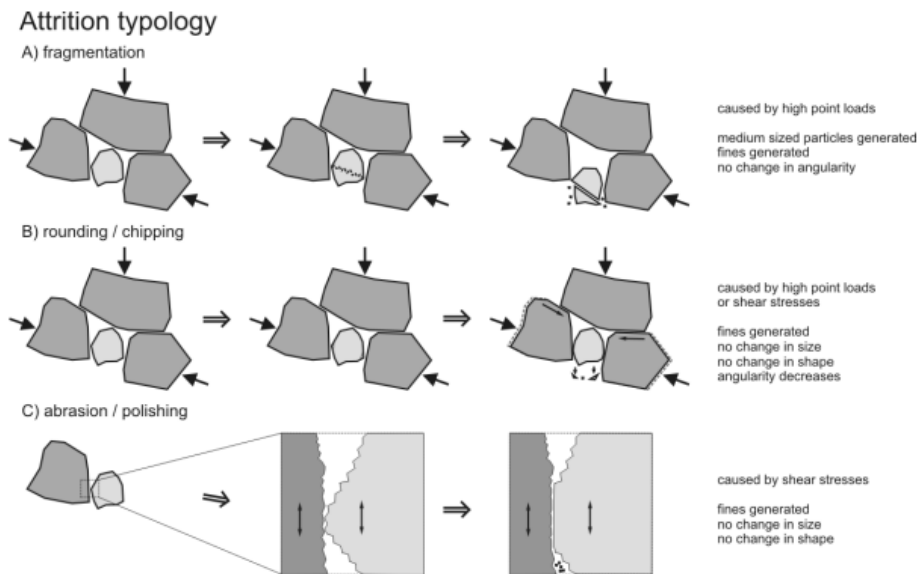
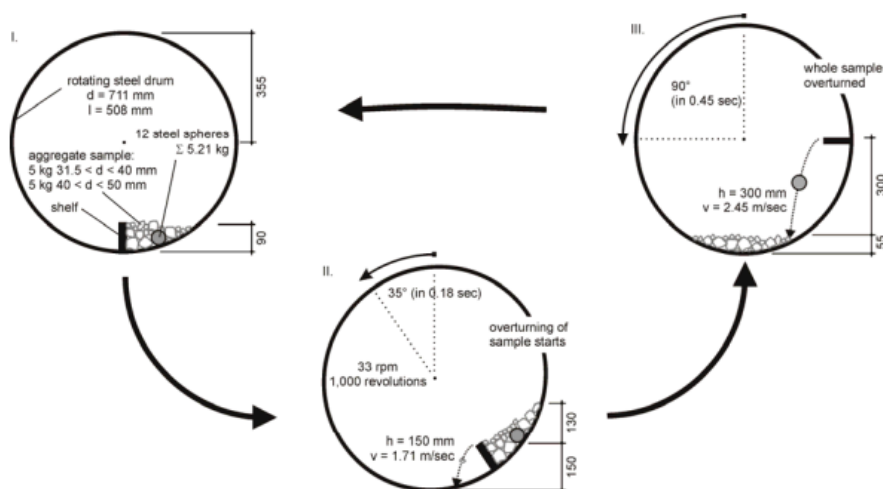


Fig. 12: attrition typology

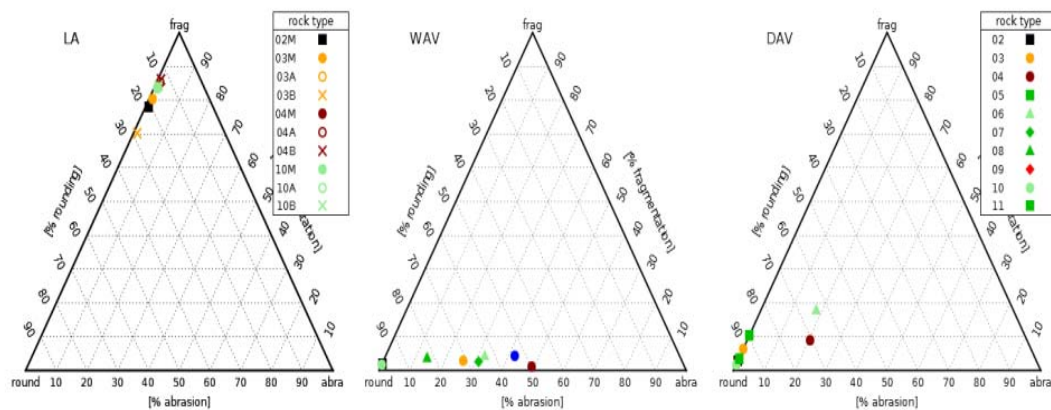
Kuva 16. Hienontumisen tyypit (Bach 2013) mukaan.

Bachin laskemien mukaan yhteen raidesepelirakeeseen kohdistuisi LA-myllyssä yhden kierroksen aikana kaksi iskua joko kuulista, myllyn seinistä tai toisista rakeista. Jos oletetaan, että rae ei rikkoudu kokeen aikana ja testinäyte koostuu 100 rakeesta ja 12 kuulasta, 1000 kierroksen aikana yhteen partikkeliin kohdentuu yhteensä 2000 törmäystä, joissa 194 olisi teräskuulan aiheuttamaa ja 1806 sellaista törmäystä, joissa teräskuula ei ole mukana. Koska näyte kuitenkin hienonee kokeen aikana, tarkoittaa se, ettei kuormitus säily samanlaisena kokeen ajan vaan rakeiden koordinaatioluku kasvaa ja yksittäiset pistekuormat pienenevät. Bachin mukaan hiovaa kuormitusta syntyy vain sillä hetkellä, kun kiviaines on myllyn alaosassa. Bachin laskelmien mukaan raidesepelin LA-testissä syntyvä iskumomentti on suuruudeltaan 0,14...1,05 kg m/s (kuva 17). Momentin suuruuteen vaikuttavat rakeiden keskimääräinen koko ja putoamiskorkeus. Momentti pienenee kokeen aikana keskimäärin 0,25 kg m/s. (Bach 2013)



Kuva 17. Los Angeles -testin kinematiikka Bachin tutkimuksen (2013) mukaan.

Bachin tutkimuksen mukaan LA-testissä tapahtuvasta raidesepelin hienonemisesta 70–88 % johtuu rakeiden rikkoutumisesta (fragmentation) ja vain 1 % aiheutuu hio-
vasta kulutuksesta, loput hienonemisesta (11–29 %) johtuu rakeiden pyöristymisestä (kuva 18). Kuivana tehdyssä micro-Deval testissä tapahtuu enemmän rakeiden rik-
koutumista kuin märkänä tehdyssä testissä. Tutkimuksen mukaan LA-testin tulosten
luotettavuus paranee tekemällä useita testejä, koska yhdessä testissä mukana olevien
rakeiden määrä on suhteellisen pieni ja yksittäinen geometrisesti tai petrografisesti
poikkeava rae saattaa vaikuttaa merkittävästi tulokseen. Petrografia vaikuttaa tuloki-
siin merkittävästi jo pelkästään vaikuttamalla murskauksessa syntyvien rakeiden
muotoon, tosin louhinta- ja murskausprosessilla on myös oma vaikutuksensa. Petro-
grafia vaikuttaa erityisesti tulosten vaihteluväliin ja näin ollen se pitäisi tuntea, jotta
tulosten hajontaa voi edes selittää. Geometriset ominaisuudet vaikuttavat petrografi-
aa enemmän silloin, kun kivi on petrografisesti homogeeninen.



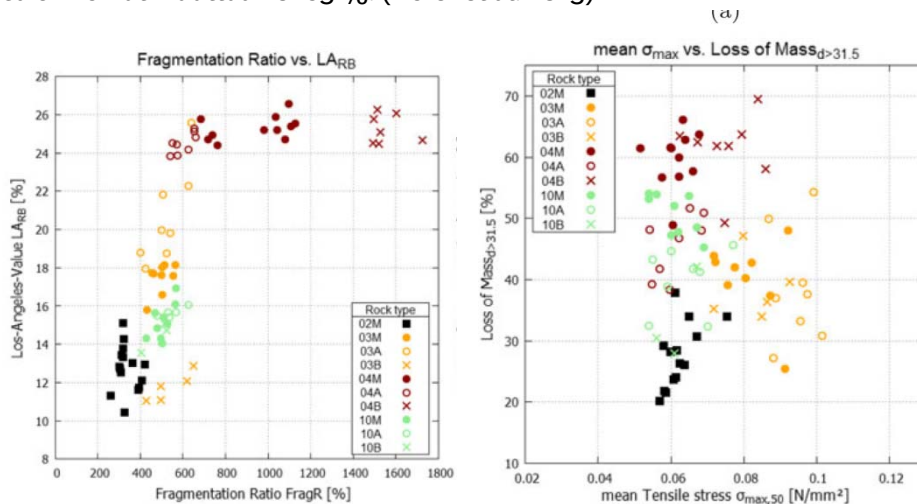
Kuva 18. Pyöristyminen, rikkoutuminen ja hioutuminen Los Angeles -testissä sekä kuivana että märkänä tehdyssä micro-Deval -testissä. (Bach 2013)

Kuvasta 18 voidaan myös Bachin mukaan päätellä, että märkänä tehdyssä micro-Deval -testissä 1–4 % syntyvästä hienorakeisesta materiaalista on peräisin rakeiden särkymisestä (iskuista), kun taas 0–50 % syntyy hiovan kuormituksen vuoksi ja 50–99 % on rakeiden pyöristymistä. Kuivana tehdyssä micro-Deval-testissä tapahtuu Bachin mukaan 2–18 % enemmän rakeiden rikkoutumista kuin märkänä tehdyssä ko-
keessa. Raidesepelin lujuuden arviointimenetelmäksi on tutkimuksen perusteella eh-
dotettu eri ominaisuuksia mittaavien lujuuskokeiden tulokset yhdistävää indeksi-
tyyppistä kriteeristöä. (Bach 2013)

Bachin väitöskirjatyön perusteella julkaistussa artikkelissa on esitelty geometrysten
ominaisuuksien ja petrografian vaikutusta raidesepelin LA-lukuun (Hofer et al. 2013).
Tutkimuksessa on ollut mukana neljä erilaista kivityyppiä, joiden petrografiaa on tut-
kittu tarkemmin. Muoto-ominaisuuksien vaikutusta on tutkittu 11 kiviaineksen otto-
paikan tuotteista. Neljä tarkemmin tutkittua kivilajia olivat granuliitti, basaltti, gra-
niitti porfyry ja duniitti (=pelkästään oliviinia sisältävä peridotiitti). Kaikista muista
kivityypeistä paitsi basaltista tunnistettiin kaksi rakenteellisesti ja osittain mineralo-
gisesti erilaista kivityyppiä (A ja B tyyppi). Tutkimuksessa on käytetty Petroscope 4D
-laitetta muoto-ominaisuuksien määrittämisessä ennen LA-testiä ja sen jälkeen. Ku-
va-analyysimenetelmä on kuvattu tarkemmin esimerkiksi lähteessä Hofer, Pilz & Hel-
gason (2006). Tulosten käsittelyssä on käytetty tilastollisia menetelmiä ja kehitetty
erilaisia indeksejä, joiden avulla on tutkittu eri ominaisuuksien välisiä korrelaatioita.

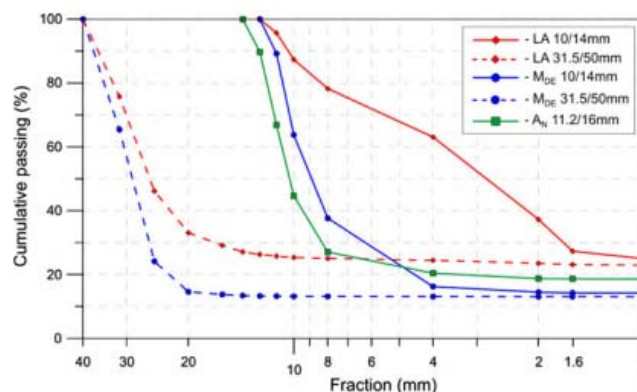
Tutkimustulosten perusteella havaittiin lujuusarvoissa melkoista vaihtelua, vaikka kysymyksessä oli yhdestä tuote-erästä kerralla otettu suuri näytemäärä. Tulosten mukaan raidesepelin LA-luvusta 17–38 % muodostuu kulmien pyöristymisestä.

Graazin yliopiston tutkijat ehdottavat LA-luvun määrittämisen lisäksi $d > 31,5$ mm rakeiden massan määrittämistä kokeen jälkeen. Rakeiden määrä kertoo ehjinä säilyneiden rakeiden hioutumisesta eli, mitä suurempi lukuarvo on, sitä suurempi on $> 31,5$ mm rakeiden määrän muutos LA-testissä suhteessa alkuperäiseen materiaaliin. Kuvassa 19 on esitetty LA-luvun ja laskennallisen muuttujan FragR välistä suhdetta. FragR kuvaa 4/50 mm rakeiden määrän muuttumista kokeen aikana. Mitä pienempi LA-luku on, sitä vähemmän myös muuttuu 4/50 mm rakeiden määrä tiettyyn LA-luvun raja-arvoon saakka. Kun LA-luku on > 24 voi hienontuminen ja rakeiden rikkoutuminen lisääntyä merkittävästi vaikka itse testitulokset ($< 1,6$ mm rakeiden osuus) ei muutu. Kuvassa esitetty laskennallisen vetolujuuden arvon (1 N pistekuorma) ja pienempien kuin 31,5 mm rakeiden massan muutoksen välinen suhde osoittaa melkoista hajontaa, esimerkiksi keskimääräisen vetojännityksen ollessa $0,06 \text{ N/mm}^2$ $> 31,5$ mm rakeiden massa on voinut muuttua 20–65 %. (Hofer et al. 2013)



Kuva 19. LA-luvun ja FragR:n välinen korrelaatio. FragR = rikkoutumissuhde, joka kuvaa ennen koetta ja kokeen jälkeen laskettujen 4/50 mm rakeiden määrien suhdetta prosentteina. (Hofer et al. 2013)

Erichsen et al (2011) ovat tutkineet eri testeissä syntyvän materiaalin rakeisuuden perusteella kuulamyly-, Los Angeles ja micro-Deval -testien välisiä eroja. Tutkimuksessa käytettiin norjalaisia kivilajeja: graniitteja, gabroja, gneissejä ja mukana oli myös kaksi kalkkikivinäytettä (yhteensä 18 kpl). Tulokset osoittivat hioutumisen olevan päämekanismi kuulamyly- ja micro-Deval -testissä ja myös LA-testissä silloin, kun testattiin lajitetta 16/32 mm. Erilaiset kiviainekset käyttäytyvät kokeissa eri tavoin, mikä näkyy kokeiden jälkeen mitatuista raekokojakautumista. Vaikka testitulokset oli lähes sama, materiaalin raekokojakautuma voi olla aivan erilainen kokeen jälkeen (kuva 20). Joten pelkällä testituloksella ei välttämättä pystytäkään ennustamaan materiaalin käyttäytymistä. Kirjoittajat toteavat myös, että 10/14 mm lajitteesta tehty testi kuvaa enemmän iskunkestävyyttä kuin kulumista, karkeammilla lajitteilla kulumisen on pääprosessi. Myös kuvasta 20 voidaan havaita, että karkeampi lajite (32/63 mm) hienonee hioutumalla enemmän kuin 10/14 mm lajite. Kirjoittajat toteavat tällaisten standarditestien olevan puutteellisia todellisen kulumisen mallinnuksessa. (Erichsen, Ulvik & Sævik 2011)



Kuva 20. Testilajitteen vaikutus Los Angeles ja micro-Deval -testeissä syntyvään materiaalin rakeisuuteen. (Erichsen, Ulvik & Sævik 2011)

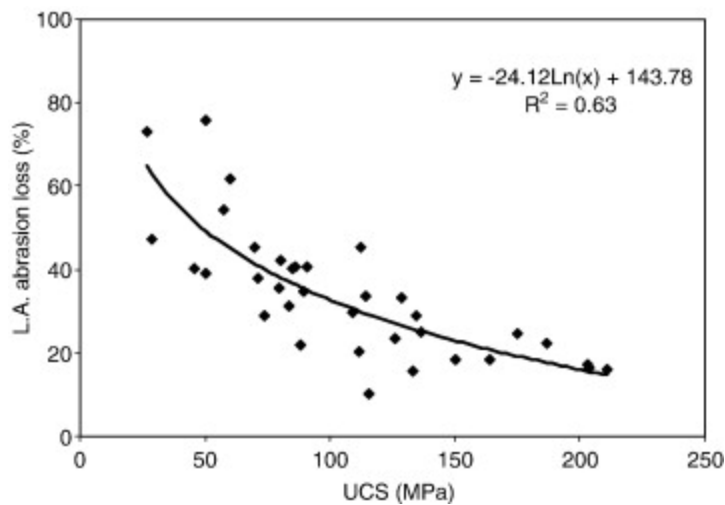
Stenlid (2002) on tutkinut graniitin ja diabaasin raemuodon vaikutusta LA-lukuun, tutkimuksessa on käytetty 31,5/50 mm lajitetta. Tutkimuksen mukaan raemuodolla on vaikutusta LA-lukuun vain silloin rakeet ovat litteitä. Stenlid korostaa kuitenkin, että raemuoto olisi syytä tutkia, kun määritetään raidesepelin lujuusarvoja. (Stenlid 2002) Aikaisempien tutkimuksiensa päätelmissä Stenlid (1996) toteaa, että karkeiden lajitteiden LA-kokeessa pitäisi esimerkiksi käyttää enemmän kuulia, jotta saataisiin samanlainen kuormitusvaikutus kuin hienorakeisimpien lajitteiden testissä.

Rangarajun ja Edlinskin (2008) tutkimusten mukaan Los Angeles -testin tuloksille asetetut raja-arvot eivät luokittele kiviaineksia aina oikein, kun verrataan niiden käyttäytymistä erityisesti tien päällysrakenteessa. Micro-Deval -testin tulokset korreloivat paremmin kiviaineksen käyttäytymisen kanssa kuin LA-testi. Los Angeles ja micro-Deval -testi eivät korreloi keskenään. Rangarajun ja Edlinsskin tutkimuksessa käytettiin AASHTO:n menetelmiä ja erilaisia testimateriaalien rakeisuuksia kuin nykyisissä eurooppalaisissa standardeissa. Heidän tutkimustensa mukaan testilajitteen rakeisuus vaikuttaa merkittävästi testitulokseen. (Rangaraju, Edlinski 2008)

Los Angeles -testin tuloksia on verrattu useissakin eri tutkimuksissa kivien muihin ominaisuuksiin. Luonnollisesti usein paikallisin perustein valittujen kiviainesten petrografiset ominaisuudet vaikuttavat tuloksiin. Esimerkiksi Ugur, Demirdag & Yavuz (2010) toteavat, että Los Angeles -testillä saadaan pieni tulos eli kivi on testin mukaan kestävä silloin, kun kiven puristuslujuus, kiintotiheys, vetolujuus, kovuus, pistekuormitusindeksi ja P-aallon nopeus ovat arvoiltaan suuria.

Kahramanin johdolla on tutkittu LA-luvun korrelaatiota yksiaksiaalisen puristuslujuuden, murskautuvuusindeksin ja pistekuormitusindeksin kanssa erilaisilla turkkilaisilla kivilajeilla. Kaikissa tutkimuksissa Los Angeles -luku on testattu ASTM C 131-66 mukaan käyttäen laboratorioissa murskattua kiviaineslajitetta 2,3/4,7 mm. Yksiaksiaalinen puristuslujuus on määritetty lohkarista poratuista viidestä rinnakkaisesta 38 mm kairasydännäytteestä. Tutkimuksessa on saatu kohtuullinen korrelaatio testitulosten välille (kuva 21). Kun tuloksia verrattiin eri kivilajityypeittäin (magma kivet, metamorfiset ja sedimenttikivet) korrelaatio parani entisestään. Kahramanin ja Fenerin (2007) mukaan myös muissa tutkimuksissa on saatu samansuuntaisia tuloksia.

Kahraman ja Toramanin (2008) tutkimuksissa on tehty vertailuja murskautuvuusindeksin ja LA-luvun välillä. Heidän mukaansa LA-luvun voi ennustaa murskautuvuusindeksin avulla. Murskautuvuusindeksi on tutkittu laboratoriossa leukamurskaimella. Kahraman ja Gunaydin (2007) ovat tutkineet myös pistekuormitusindeksin ja LA-luvun välistä korrelaatiota ja toteavat, että pistekuormitusindeksin avulla pystytään parhaiten arvioimaan LA-lukua. Murskattavuuden ja yksinkertaisen haurausarvokoetta vastaavan testin välistä korrelaatiota on tutkittu vuoden 2010 julkaisussa 24 erilaisella kivilajityypillä. Testitulosten perusteella on tehty johtopäätös, että murskattavuutta voidaan arvioida yksinkertaisen regressiomallin avulla iskunkestävyyskokeen tulosten perusteella. (Kahraman, Fener & Kozman 2012; Kahraman, Toraman 2008; Kahraman, Fener 2007; Toraman, Kahraman & Cayirli 2010)



Kuva 21. Yksiakiaalisen puristuslujuuden ja LA-arvon välinen korrelaatio (Kahraman, Fener 2007) mukaan.

Ruotsissa on tutkittu kiven anisotropian vaikutusta kiviaineksen mekaanisiin ominaisuuksiin. Tutkimuksessa käytettiin Etelä-Ruotsista kerättyjä graniittisia kiviä. Optisen mikroskopian avulla laskettiin niin kutsuttu suuntausindeksi (foliation index), lisäksi mitattiin ja analysoitiin mineraalirakeiden ominaisuuksia elektronimikroskoopilla otetuista kuvista kuva-analyysin avulla. Johtopäätöksenä on todettu, että kiilteen määrä vaikuttaa suuntaukseen ja suuri kiillemäärä kasvattaa myös LA-lukua. (Åkeson et al. 2003)

Uhligin (2014) tutkimuksessa määritettiin iskuluvun (EN 1097-2) ja rakeiden muodon, petrografian ja kulmikkisuuden välistä yhteyttä. Muoto-ominaisuudet määritettiin kuva-analyysiohjelmalla Petroscope 4D -laitteella. Kokeellisen tutkimuksen tulosten perusteella Uhlig toteaa, että kiviaineksen tuotantoprosessilla voidaan vaikuttaa iskuluvun arvoihin. Kiviaineksen kulmikkuudella on tämän tutkimuksen mukaan pienempi vaikutus tuloksiin kuin petrografisella koostumuksella ja rakeen muodolla.

Sveitsiläisessä selvityksessä on tutkittu raidesepelin LA-testiä ja todettu muun muassa kokeen tuloksen merkittävä riippuvuus rakeiden muodosta. Tutkimustulosten mukaan pitkulaisten rakeiden (lyhimmän ja pisimmän akselin suhde 1:3) määrän kasvu nolasta 50 prosenttiin kasvattaa tutkitusta kiviaineksesta saatua LA-lukua arvosta 12 arvoon 20. Jos kaikki rakeet ovat pitkulaisia, tulos voisi olla jopa 25. Raemuodon lisäksi kirjoittajat toteavat petrografian ja murskaintyyppin vaikuttavan kokeen tulokseen. Myös muiden ominaisuuksien testaaminen on välttämätöntä, jotta raidesepelin kestävyttä rakenteessa voidaan arvioida. (Röthlisberger et al. 2005).

3.2.3 Kiviaineksen hiovan kulutuksen kestoa kuvaavat testit

Hiovan kulutuksen kestoa (abrasion) voidaan mitata simuloiden sekä kuivia että märkiä olosuhteita. Hiovan kulutuksen kestoa mitattiin ainakin 1960-luvun suomalaisen alan kirjallisuuden mukaan edellä mainitulla LA-testillä, tosin melko pian käsitys muutettiin siten, että menetelmä mittaa molempia kulumis/särkymismuotoja. Varsinaista hiovaa kulutusta oli mitattu alkujaan luonnonkivituotteina käytettäväksi tarkoitettuista kivistä kuivana hiontajauheen avulla. Suomessa hioutuvuusarvon mittaamiseen kehitettiin oma mittauslaitteisto, joka perustui brittiläiseen BSI-standardiin, mittaustuloksena ilmoitettiin kivistä kuluneen aineksen tilavuus (Kannisto et al. 1979). Hioutuvuutta mitattiin myös Ruotsissa vastaavalla menetelmällä. Hioutuvuustestin käyttö Suomessa rajoittuu 1970-luvun lopusta ja 1990-luvun alkuvuosiin, jolloin menetelmällä saaduille tuloksille on myös laatuvaatimuksia (Tielaitos 1993).

Vuonna 1987 Tampereen teknillisessä korkeakoulussa toteutettiin tutkimus, jossa kantavan kerroksen kiviainesta kulutettiin märkänä teräsmyllyssä. Testinäyte (0/16 mm) rakennettiin tarkasti määritellyn raekokojakautuman mukaiseksi. Kiviainesta pyöritettiin sellaisenaan ja teräskuulien kanssa erilaisissa vesipitoisuuksissa halkaisijaltaan 160 mm sylinterissä. Kokeen jälkeen havaittujen raekokojakautuman muutosten todettiin vastaavan tien kantavassa kerroksessa tapahtuvaa hienontumista. Tulosten hyödynnettävyyttä rajoittaa melko suppea lähinnä graniittisista näytteistä koostuva testausaineisto. (Nieminen, Tolla 1987)

Nykyisin hiovan kulutuksen kestoa mitataan kahdella niin kutsutulla kuulamylymenetelmällä, joissa veden ja teräskuulien avulla kulutetaan kiviainesta. Menetelmät ovat pohjoismainen kuulamylytesti nastarengaskulutuskestävyyden arviointiin (EN 1097-9) ja micro-Deval -testi (EN 1097-1, ASTM D6928-10 ja D7428-08). Jatkossa käytetään myös lyhenteitä MD-testi tai MD-arvo. Taulukossa 5 on havainnollistettu eurooppalaisten standardien mukaisten micro-Deval ja kuulamylytestien eroja.

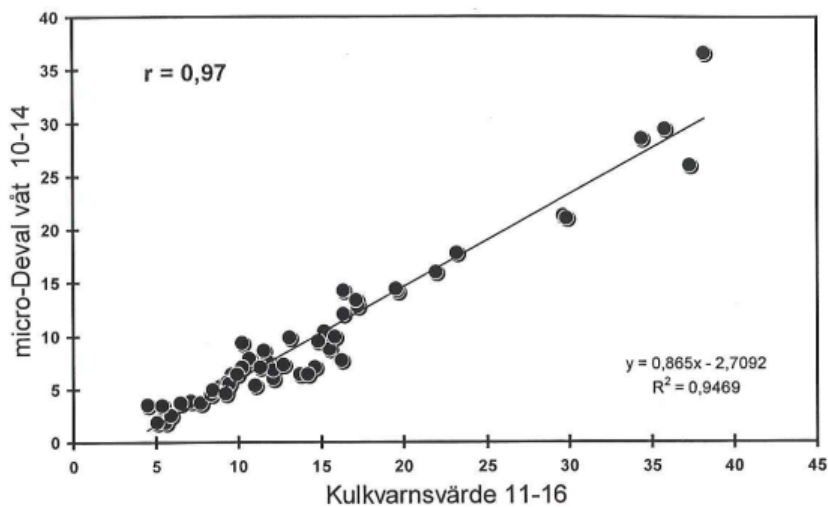
Taulukko 5. Kuulamyly- ja micro-Deval -testin väliset erot (SFS 2014b, SFS 2011a)

Menetelmä	EN 1097-1:2011 Micro-Deval testi	EN 1097-9:2014 Pohjoismainen kuulamylytesti
Testiseula	1,6 mm	2
Pyörimisnopeus	100±5 r/min	90±3 r/min
Kuulien koko	Ø 10 ± 0,5 mm	Ø 15 +0,1/-0,5
Testilajite	10/14	11,2/16
Näytemäärä (g)	500±2	1000 ±100 ^{*)}
Kuulien massa (g)	5000 ±5	7000±10
Kierrosmäärä	12000±10	5400±10
Myllyn mitat	Sisä Ø 200 mm, pituus 154 mm	Sisä Ø 206,5 mm, pituus 335 mm
Vesimäärä (l)	2,5±0,05	2±0,05

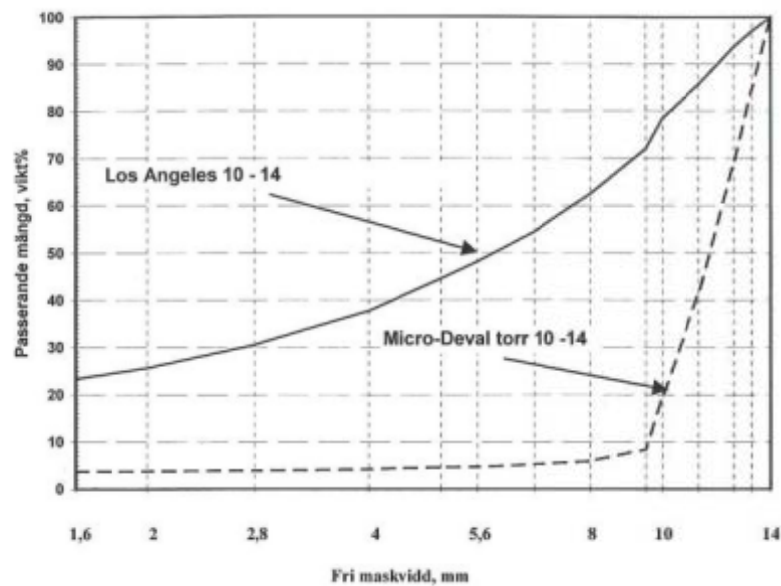
^{*)}Massa korjataan kiviaineksen kiintotiheydellä siten, että testinäytteen tilavuus on yhtä suuri kuin ominaispainoltaan 2,65 Mg/m³ olevan materiaalin 1 kg näytteen tilavuus.

Alun perin Ruotsissa kehitetyn kuulamylymenetelmän lähtökohtana oli ranskalainen micro-Deval -testi (Höbeda, Chytla 1985). Suomessa asfalttipäällysteiden tutkimusohjelmassa (ASTO) kehitettiin tätä nastarengaskulutuskestävyyttä kuvaavaa menetelmää edelleen. Menetelmä otettiin Suomessa käyttöön TIE-menetelmänä ja sittemmin PANK-menetelmänä. Menetelmän käyttöönotto perusteltiin ja asetetut luokka-vaatimukset todennettiin koetietutkimuksissa. Kuulamylytestillä arvioituja kulutuskestävyyksiä mitattiin 1990-luvulla myös sitomattomista kiviaineksista, vaikka menetelmän ensisijainen tarkoitus oli päällysteissä käytettävän kiviaineksen arviointi. Tierakenteissa käytettävien sitomattomien kiviainesten hiovan kulutuksen kestolle ei ole 2000-luvun alun jälkeen asetettu vaatimuksia. Kuulamylymenetelmää modifiointiin myös kallioalueen ennakonäytteiden tutkimiseen, käytännössä tutkittavan materiaalin muotoarvoa parannettiin välppäämällä. Nykyinen SFS-EN 1097-9 on tarkoitettu vain tuotteiden nastarengaskulutuskestävyyden testaamiseen eikä materiaalia saa modifioida ennen testiä. (SFS 2005)

Micro-Deval -testin ja pohjoismaisen kuulamylymenetelmän tulosten välinen korrelaatio on erittäin hyvä (kuva 22). Micro-Deval -testillä saadaan kuitenkin tasoltaan 2–5 yksikköä pienempiä tuloksia. Stenlid on myös verrannut micro-Deval- ja Los Angeles -testeissä hienontuneiden näytteiden raekokojakautumia (kuva 23). Erilaiset raekokojakautumat kuvaavat menetelmien kulutusvaikutuksen eroja eli micro-Deval -testissä tapahtuu huomattavasti enemmän rakeiden pyöristymistä ja hioutumista, kun taas LA-testissä rakeet rikkoutuvat pienemmiksi rakeiksi ja hioutuvat vähemmän. (Stenlid 2000)



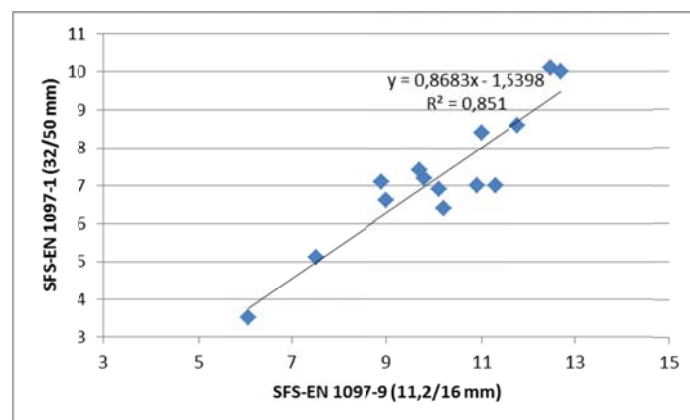
Kuva 22. Kuulamyly- ja micro-Deval -testien tulosten välinen korrelaatio. (Stenlid 2000)



Kuva 23. Los Angeles ja micro-Deval (kuiva) -testien jälkeen mitattuja raekoko-jakautumia, tulokset ovat 51 näytteen keskiarvoja. Kuvassa 1,6 mm läpäisyprosentti vastaa LA- tai MD-tulosta. (Stenlid 2000)

Myös Tielaitoksen (2000) tutkimuksessa verrattiin kuulamyly- ja micro-Deval-testien tuloksia keskenään. Korrelaatiokerroin on 0,85 ja tuloksista näkyy sama trendi kuin Stenlidin (2000) tutkimuksista eli kuulamylyarvo on suurempi. Raportissa ehdotetaan kuulamylyluokkia korvaaviksi micro-Deval-luokiksi 2–4 yksikköä pienempiä arvoja. Sitomattomissa kerroksissa laatuvaatimuksena käytetyn kuulamylyluokan AN19 korvaajaksi ehdotetaan raportissa micro-Deval-luokkaa M_{DE14}. (Tielaitos 2000b).

Tampereen teknillisessä yliopistossa (TTY) tehtiin 1990-luvun lopulla ja 2000-luvun alussa selvityksiä erityisesti raideseppelin testausmenetelmistä. Tutkimuksissa vertailtiin kuulamylytestin ja raideseppelilajitteesta määritetyn micro-Deval-arvon välistä yhteyttä, koska seppelin kulutuskestävyyttä oli aiemmin testattu kuulamylykokeella (kuva 24). Tutkimuksessa käytettiin varastokasoilta otettuja raideseppelinäytteitä. Tutkimusten perusteella määriteltiin muun muassa Suomessa nykyisin käytettävät raideseppelin lujuusluokat. (Kuula-Väisänen, Uusinoka 2002; Kuula-Väisänen, Kaivola 2002)

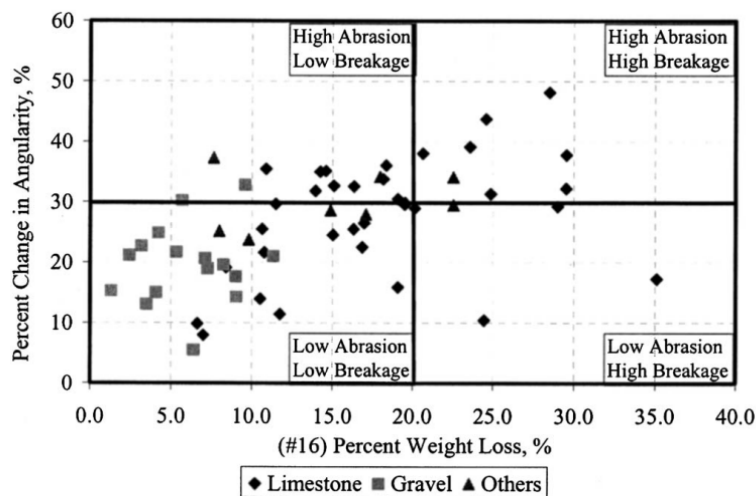


Kuva 24. TTY:n tutkimusten perusteella havaittu kuulamyly- ja micro-Deval -tulosten välinen korrelaatio.

TTY:llä tutkittiin myös raemuodon vaikutuksia erityisesti pohjoismaiseen kuulamyly-arvoon. Tutkimuksessa modifioitiin keinotekoisesti kiviaineksen muotoarvoa ja tulosten perusteella voitiin todeta, että mitä enemmän litteitä tai pitkulaisia rakeita testatut materiaalit (graniitti ja metavulkaniitti) sisälsivät, sitä huonompia kuulamylytulokset olivat. Suurimmillaan vaikutus oli lähes 3 prosenttiyksikköä, mikä on yhtä suuri kuin kahden peräkkäisen asfalttikiviaineksen tuotestandardin SFS-EN 13043 mukaisen vaatimusluokan ero. (Uusinoka, Kuula-Väisänen & Niskanen 1998)

Kuulamylyarvoon vaikuttavia muoto-ominaisuuksia on raportoitu Tielaitoksen selvityksessä vuodelta 1999. Pintakarkeudella tässä selvityksessä on tarkoitettu itse asiassa kulmikkuutta. Testiaineisto on koottu kuluttamalla kiviainesta pyöreämmäksi ennen lujuustestiä. Tutkimuksen tuloksena on todettu, että esihionta parantaa testitulosta, mutta tuloksen parantuminen ei ole täysin yksiselitteistä. Myöskään tulosten merkitystä kiviaineksen käyttäytymiseen todellisessa rakenteessa ei ole pystytty todentamaan. (Tielaitos 1999a)

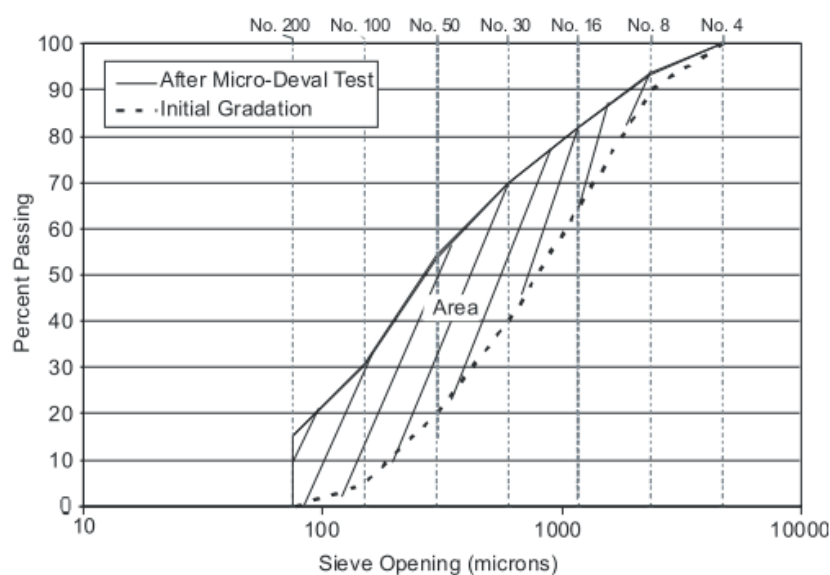
Mahmoud ja Mahad (2007) ovat kehittäneen menetelmän, jolla voidaan arvioida särkymismekanismeja ASTM-standardin mukaisessa micro-Deval -testissä, jossa testilajite on 4,75/12,5 mm ja testiseula 1,18 mm. Heidän tulostensa mukaan mittaamalla rakeiden kulmikkuus ennen testiä ja testin jälkeen voidaan arvioida ovatko kiviainesrakeet hioutuneet vai murtuneet (kuva 25). Tutkimustulosten mukaan hioutuneiden ja murtuneiden rakeiden osuuden on todettu korreloivan hyvin sen kanssa miten rakeet rikkoutuvat asfalttimassaa tiivistettäessä. (Mahmoud, Masad 2007)



Kuva 25. Kulmikkouden ja micro-Deval -testissä 1,18 mm:ä pienemmäksi hienontuneen materiaalin määrän välinen korrelaatio erilaisilla kivilajeilla. (Mahmoud, Masad 2007)

USA:n useissa osavaltioissa ollaan siirtymässä micro-Deval-testiin päällystekiviaineksen arvioinnissa, osalla osavaltioista on ollut käytössä omia testimenetelmiä tai ne ovat käyttäneet aikaisemmin Los Angeles -testiä. Micro-Deval-testille on kaksi ASTM-standardia: D7428-08 hienoille kiviaineksille ja D6928-10 karkeille kiviaineksille. USA:ssa hienoksi kiviainekseksi määritellään maksimiraekooltaan 4,75 mm pienemmät kiviainekset. Hienon kiviaineksen testi tehdään lähes jatkuvasta rakeisuuskäyrästä. Eri standardien mukaisten micro-Deval-testien väliset yksityiskohtaiset erot on koottu liitteeseen 1. (Allam, Ebrahimpour 2014; ASTM 2010, ASTM 2008c)

Usein lujuustestauksen tulosten arviointiin liitetään rapautumisen kestävyyyteen liittyviä menetelmiä kuten esimerkiksi jäädytys-sulatustesti tai magnesium- tai natriumsulfaatin kiteytymiseen perustuvia testejä. Hossainin ja Shabbirin (2007) tekemässä Virginian osavaltion kiviaineksien tutkimuksissa päädyttiin hyvin samankaltaisiin tuloksiin kuin Idahossa (Allam, Ebrahimpour 2014). Heidän tutkimuksessaan todetaan, että micro-Deval -testin avulla voidaan erotella hyvin ja huonosti rakenteessa toimivat kiviainekset. Kirjoittajien mielestä testiä tulee käyttää muiden testien rinnalla ennen kuin tarkkoja raja-arvoja testitulosten luokittelulle voidaan asettaa. Heidän tutkimuksessaan oli mukana myös kantavissa kerroksissa käytettäviä kiviaineksia. Kiviaineksen laatua arvioidaan ennen testiä ja testin jälkeen määritettävien rakeisuuskäyrien avulla: jos ennen testiä ja testin jälkeen määritetyn rakeisuuskäyrän välinen pinta-ala on pienempi kuin 30 (%-mm) ja MD-arvo pienempi kuin 20, hieno kiviaines on hyvälaatuista (kuva 26). (Hossain, Lane & Schmidt 2007)



Kuva 26. Hienon kiviaineksen raekokojakautuman muuttuminen micro-Deval -koeksessa. Rakeisuuskäyrien välistä eroa on havainnollistettu niiden välillä pinta-alalla. (Hossain, Lane & Schmidt 2007)

Wu et al (1998) tekemässä tutkimuksessa on verrattu lujuuskokeiden tuloksia päällysteen käyttäytymiseen. Testausmenetelminä on käytetty LA- ja micro-Deval-testiä. Tutkimustulosten perusteella micro-Deval-testin ja magnesiumsulfaattitestin tulos korreloivat parhaiten käyttäytymisen kanssa siten, että mitä suuremmat arvot olivat, sitä huonommin materiaali käyttäytyi päällysteessä. Käyttäytymisen arvioinnissa on käytetty sanallista kolmiportaista asteikkoa: hyvä, riittävä, huono. Tutkimuksen perusteella suositellaan micro-Deval-testin käyttöä kiviainesvalinnan kriteerinä. (Wu, Parker & Kandhal 1998)

Brattlin (1992) tutkimuksessa todettiin mineraalirakeiden koon vaikuttavan eniten kiven mekaaniseen lujuuteen, kun kiviaineksia testattiin haurausarvomenetelmällä ja BS 812 standardiin perustuvalla hioutuvuusmenetelmällä. Tulosten mukaan lujuus kasvaa, kun keskimääräinen mineraalirakeiden raekoko pienenee. Rakeiden koon vaikutus on erityisen suuri silloin, kun keskimääräinen mineraalien raekoko on pienempi kuin 1 mm. Brattlin tutkimuksen mukaan kiviainesten mekaaninen lujuus pienenee amfiboliryhmän mineraalien määrän lisääntyessä ja pyrokseeniryhmän mineraalien määrän vähentyessä, myös metamorfoosiasteen todetaan vaikuttavan lujuuteen. Tut-

kimuksessa on käytetty emäksisiä kivilajeja, joita käytetään Norjassa yleensä asfalttipäällysteiden kiviaineksena. (Brattli 1992)

Miskovskyn (2004) tutkimuksen mukaan mineraalikoostumus vaikuttaa graniittisten kivien iskunkestävyyteen ja hiovan kulutuksen kestoon siten, että kiille parantaa iskunkestävyyttä ja maasälvät heikentävät iskunkestävyyttä. Vastaavasti kvartsin ja maasälprien lisääntyminen parantaa hiovan kulutuksen kestoa. Tutkimus on tehty 17 erilaiselle ruotsalaiselle kiviainesnäytteelle. Testimenetelminä on käytetty haurausarvoa ja hiovaa kulutusta on mitattu hioutuvuuskokeella ja kuulamylyllä. (Miskovsky et al. 2004)

Useissa tutkimuksissa on todettu petrografian vaikuttavan kiviaineksen käyttäytymiseen, mutta yksittäisten ominaisuuksien vaikutukset ovat aina erittäin vaikeita osoittaa. Vapaan kiilteen määrän rajoittaminen Ruotsissa ja suomalaiset vaatimukset pehmeiden mineraalien ja kiisujen esiintymisen rajoittamisesta asfalttikiviaineksessa ja ratarakenteiden kiviaineksissa lienevät tarkimpia petrografiaan liittyviä vaatimuksia Euroopassa. (PANK ry 2011, Rakennustieto 2010, Trafikverket 2011b, Hansson, Stenlid & Thorlid 2004) Eurooppalaisten standardien myötä esimerkiksi rikkipitoisuuden raja-arvon (1 %) perusteella voidaan kiviaineksen käyttöä joutua rajoittamaan hydraulisesti sidotuissa rakenteissa, mutta muille yksittäisille mineraaleille ei ole yleensä ole asetettu mitään vaatimustasoja.

Ranskalaisessa tutkimuksessa pyrittiin selvittämään raidesepelin kulmikkisuuden avulla sepelin kuluneisuusastetta. Kulmikkuus määritettiin kuva-analyysiohjelmistolla. Raidesepeliä kulutettiin laboratorio-olosuhteissa micro-Deval -testilaitteella, siten että kierrosmäärä oli 2100, mikä vastaa 15 %:a standardikokeen kierrosmäärästä. Tulosten perusteella basaltin ja mikrograniitin kulmikkuus kehittyi samalla tavalla suhteessa kulumisasteeseen ja tutkijat esittävät kysymyksen, käyttäytyvätkö materiaalit samalla tavalla myös todellisissa olosuhteissa. Graniitin LA-luku oli 29 ja basaltin 11, vastaavasti micro-Deval -arvot olivat 8 ja 6. Tutkimuksessa käytetyn graniitin kulmikkuusarvot olivat kaikilla kulumistasoilla kuitenkin pienemmät kuin basaltin eli graniitti oli luontaisesti vähemmän kulmikasta. (Descantes, Fosse & Milcent 2006).

Nålsundin (2014) väitöstyössä on tutkittu, voidaanko raidesepelin deformatumista ja hienontumista ennustaan yksinkertaisten kiviaineksen lujuustestien, kuten Los Angeles ja micro-Deval-tulosten avulla. Työssä on tehty myös suuria kolmiakσιαalikokeita, jäädytys-sulatuskokeita ja simuloitu täyden mittakaavan ratarakennetta, lisäksi LA- ja MD- testejä on modifioitu. Tutkimuksessa käytettiin louhoksilta kerättyjä sepelinäytteitä, pääosa näytteistä oli mineraalien raekoon perusteella hienorakeisia tai erittäin hienorakeisia. Tutkittujen materiaalien LA_{RB} -luku vaihteli 10 ja 30 välillä ja MD_{RB} -arvo vaihteli 3 ja 16 välillä. Näytteiden mineralogiaa ja mineraalirakeiden rikkonaisuutta on tutkittu ohuthieistä sekä perinteisellä polarisaatiomikroskopiolla että työssä kehitetyllä luminesenssiin perustuvalla menetelmällä fluoresoivaan materiaaliin impregnoiduista ohuthieistä.

Nålsundin (2014) työn johtopäätöksinä todetaan, että micro-Deval-testin tulokset eivät korreloineet lainkaan kuormitustestin tulosten kanssa, mikä voi johtua ensisijaisesti kuormitustestin koejärjestelystä eikä niinkään MD-testistä. Toistuvan tukemisen todetaan myös tässä tutkimuksessa olevan raidesepeliä rikkova päätekijä. Testattujen kiviainesten mineraalien raekoko ja rikkoutumisaste eivät korreloineet LA- ja MD-testien tulosten kanssa. Tutkimuksen perusteella kosteus pienentää LA-testillä ja pistekuormituksen avulla mitattua mekaanista lujuutta, vaikka kuivana ja

märkänä tehtyjen kolmiakksiaalikokeiden tulokset eivät tukeneetkaan väitettä. Tutkimuksen mukaan LA-testillä voidaan erotella toisistaan erittäin hyvät ja huonot kiviainekset, mutta keskimääräisen kiviaineksen rikkoutumista ei testillä Nālsundin mukaan pystytä arvioimaan. Tutkimuksen tulosten perusteella ehdotetaan kahta uutta testausmenetelmää, joilla tutkitaan murskauksen avulla kiviaineksen lujuuden säilymistä tai hienoimman aineksen (0/0,125 mm) syntymistä. (Nālsund, 2014)

Erichsen (2014) on uusimmassa tutkimuksessaan ehdottanut Los Angeles -testin (10/14 mm) tulosten tarkempaa analysointia siten, että LA-testissä olleen materiaalin rakeisuus jaetaan kolmeen osaan, joita tarkastellaan kolmiodiagrammin avulla. Tulosten arvioinnissa käytetään lajitteiden < 1,6 mm; 1,6–10 mm ja >10 mm määriä. Tutkimuksessa on käytetty kahta kiviäytettä (LA-luku 15 ja 30), joiden rakeisuus on tutkittu LA-kokeen aikana keskeyttämällä testi aina 100 kierroksen jälkeen. Periaatteessa kokeessa jäljelle jääneen >10 mm lajitteen määrän vaihtelun avulla voidaan kuvata mekaanista lujuutta paremmin. Erichsenin (2014) mukaan LA-luvun ollessa 15 voi > 10 mm rakeiden määrä vaihdella 20–60 % välillä. Artikkelissa ei esitetä tarkkaa luokittelua, mutta nähtävästi mekaaniselta kestävyydeltään paras kiviaines sisältää kokeen jälkeen eniten yli 10 mm lajitetta.

4 Sitomattoman tie- ja ratarakenteen suunnittelu ja toiminta

Tässä luvussa käsitellään lyhyesti sekä tie- että ratarakenteen suunnittelun perusteet ja ne kriteerit, joiden perusteella rakenteen toimintaa arvioidaan. Rakenteiden toiminta ja erityisesti rakenteissa esiintyvät jännitystilat ja muodonmuutokset ovat oleellinen tekijä tarkasteltaessa kiviaineksen käyttäytymistä ja esimerkiksi hienonemista rakenteessa. Tarkoituksena on kuitenkin tuoda esille vain ne seikat, joihin kiviaineksen lujuusominaisuudet liittyvät tai vaikuttavat. Kolmannessa alaluvussa käydään läpi rakenteissa tapahtuvan kiviaineksen hienontumisen perusteet, joihin palataan kuitenkin vielä luvussa 6.

Rakenteen suunnittelun periaatteellisena lähtökohtana on määrittää sellaiset rakennekerrosten paksuudet ja kerrosten keskinäiset suhteet, että rakenne toimii sille asetettujen vaatimusten mukaisesti. Teoreettisesti rata- ja tierakenteen käyttäytymistä voidaan kuvata epälineaarilla mallilla, jonka parametrit määräytyvät vallitsevan jännitystilan perusteella. Rakenteen suunnittelusta ja mallintamisesta on esitetty yksityiskohtaisempaa tietoa esimerkiksi Kalliaisen, Kolisojan ja Nurmikolun (2014) raportista.

Rakeisesta materiaalista rakennetun sitomattoman kerroksen toimintaan vaikuttavia tekijöitä ovat kuormituksesta aiheutuvat tekijät (määrä ja laatu), rakenteessa vallitseva jännitystaso, joka vaikuttaa muodonmuutuskäyttäytymiseen sekä jännityshistoria. Myös materiaalin tiiveydellä, vesipitoisuudella, materiaalin rakeisuudella ja rakeiden muodolla on keskeinen rooli materiaalien muodonmuutuskäyttäytymisessä. Kiviaineksen lujuus vaikuttaa suoraan tai välillisesti edellä mainittuihin ominaisuuksiin. Lujuuden vaikutus lähtee liikkeelle kiviaineksen louhinnasta ja valmistusprosessista, louhinta vaikuttaa esimerkiksi mahdolliseen mikrorakoiiluun ja murskausprosessilla voidaan säätää raekokajakautumaa ja rakeiden muotoa. Rakenteen käyttöänsä aikana lujuuden rooli liittyy materiaalin hienonemiseen kuormituksen vaikutuksesta.

4.1 Tierakenteet

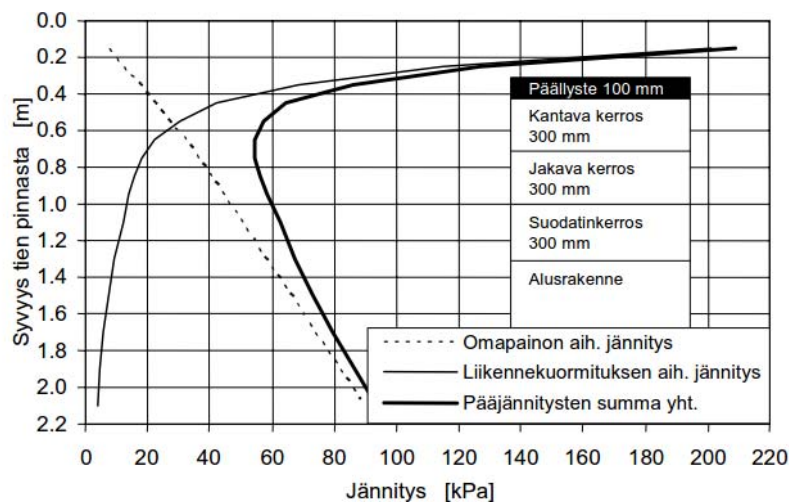
Tavanomainen tien päällysrakenne koostuu suodatinkerroksesta, jakavasta kerroksesta, sidotusta tai sitomattomasta kantavasta kerroksesta sekä päällystekerroksista. Täysin sitomaton tierakenne on vain sorateillä. Tierakenteen suunnittelun tavoitteena on tuottaa sellainen tierakenne, joka täyttää liikenteelliset vaatimukset ja on rakenteellisesti kestävä koko käyttöikänsä ajan. Tierakennetta vaurioittavat ensisijaisesti liikenteestä ja ilmastosta aiheutuvat rasitukset. Rasitukset synnyttävät erilaisia vaurioita, joita voivat olla esimerkiksi rakenteiden painuminen, urautuminen, routiminen tai näiden yhdistelmät.

Suomalainen tierakenteiden mitoituskäytäntö on kuvattu Tiehallinnon ohjeessa vuodelta 2004. Päällysrakenteen suunnittelu käsittää seuraavat kuusi vaihetta: kuormituskestävyysmitoitus, routamitoitus, pohjamaan ja sitomattomien kerrosten deformoitumisen hallinta, sidottujen kerrosten deformaation hallinta, päällysteen nastarengaskulutuskestävyys ja päällysteen pakkaskutistuman hallinta. (Tiehallinto 2004) Mitoituskäytäntöjä on edellisen lisäksi kehitetty esimerkiksi TPPT-tutkimusohjelmassa, jossa luotiin elinkaariaraloudellisuuteen perustuva suunnittelujärjestelmä

(Tammirinne 2002). Erityisesti vähäliikenteisten teiden mitoituskäytäntöjen kehitystyötä on tehty ROADEX-ohjelmassa (ROADEX 2014). Vähäliikenteisten teiden mitoitaminen eroaa merkittävästi muiden väylien mitoituksesta, koska rakenne voi vaurioitua jo muutamien kuormituskertojen jälkeen (Kolisoja 2013; Kolisoja, Kalliainen & Vuorimies 2013).

Suomessa käytettävän kuormituskestävyysmitoituksen lähtökohta on liikenteen aiheuttama kuormitus, joka lasketaan kuormituskertalukuna. Kuormituskertaluku lasketaan 20 vuoden ajalle ja laskennassa otetaan huomioon muun muassa kaistakohtainen keskimääräinen liikennemäärä ja raskaiden ajoneuvojen määrä. Tiet jaetaan kuormituskertaluvun mukaan seitsemään luokkaan, joille on asetettu tavoitekantavuus päällystetyypin perusteella. Kuormituskestävyyden mitoituksen lähtötiedoiksi tarvitaan päällystetyyppi, tavoitekantavuus, päällystekerrosten vähimmäispaksuus sekä pohjamaan tai penkereen kantavuus. Kuormitusmitoitusta tehdään Odemarkin mitoitustaavalla, jossa rakennekerroksia kasvatetaan niin kauan kunnes ennalta määritetty tavoitekantavuus saavutetaan. Mitoituksessa käytettävät E-moduulit määritetään näennäisesti rakeisuuden perusteella, mutta arvot sisältävät myös joukon oletuksia materiaalin toimintatavasta tierakenteessa (Kalliainen et al. 2011). Rakennekerrosten moduulit on julkaistu erillisessä dokumentissa (Tiehallinto 2005). Kuormituskestävyysmitoitusta voidaan tehdä myös analyyttisesti väsymisteoriaan perustuvalla monikerroslaskennalla, johon tarvitaan muun muassa moduulit eri jännitystasoilla. (Tiehallinto 2004)

Kuormituksen aiheuttamat palautuvat ja palautumattomat muodonmuutokset ovat keskeisiä tekijöitä rakenteen toiminnan kannalta. Maamateriaalien kuormitusmuodonmuutuskäyttäytyminen voidaan arvioida lineaarisesti kimmoisiksi vain hyvin alhaisella muodonmuutostasolla. Kun muodonmuutostasot suurenevat materiaalin jäykkyys alenee ja palautumattomien muodonmuutoksen määrä kasvaa. (Liikennevirasto 2012) Toisaalta taas kuormitusten lisääntyessä palautumattomien muodonmuutosten osuus pienenee ja muodonmuutos on tietyn kuormitusmäärän jälkeen lähes kokonaan palautuva eli materiaali käyttäytyy lähes kimmoisesti. Rakenteessa vallitseva jännitystila vaikuttaa sitomattomien materiaalien moduuliarvoihin. Karkearakeisilla kitkamaalajeilla moduulin jännitystilariippuvuutta voidaan yksinkertaisimmillaan kuvata pääjännitysten summan avulla. Tierakenteessa pääjännitysten summa on suurimmillaan ylimmän sitomattoman kerroksen pinnassa eli päällysteen alapinnassa (kuva 27). Syvemmälle mentäessä pääjännitysten summa pienenee tiettyyn rajaan asti. Pääjännitysten summaan vaikuttavat sekä liikennekuormitus että yläpuolisten kerrosten paino. (Belt et al. 2002)



Kuva 27. Pääjännitysten summan muodostuminen tavanomaisessa tierakenteessa. (Belt et al. 2002)

Tierakenteen toiminnan kannalta keskeinen sitomattomien materiaalien ominaisuus on raekokojakautuma. Suomalaisen tutkimusten mukaan erityisesti hienoaineksen määrällä on suuri vaikutus rakenteen toimintaan. Kiviaineksen lujuuden merkitys rakenteen toiminnan kannalta syntyy välillisesti raekokojakautuman muuttumisen kautta. Mitä heikompaa kiviaines on, sitä nopeammin se rakenteessa hienonee ja aiheuttaa muodonmuutoksia. Lujuudeltaan heikempi kiviaines voi hienontua jo rakennetta tiivistettäessä. Kiviaineksen hienonemista rakenteessa ei voi estää, tietyn ajan kuluttua käyttöikä on täynnä. Asettamalla kuormituksen kannalta riittävät lujuuskriteerit voidaan näin ollen ensisijaisesti vaikuttaa hienonemisen nopeuteen.

Uuden rakenteen suunnittelu- ja mitoitusarvot eivät enää ole voimassa rakenteen ikääntyessä. Sinänsä rakenteessa jäljellä olevien rikkoutumattomien kivien lujuus säilyy ja osa rikkoutuneista rakeista saattaa olla jopa lujuudeltaan parempia kuin alkuperäinen materiaali (esimerkiksi yhtä mineraalia sisältävät rakeet), mutta materiaali ei vain enää toimi suunnitellulla tavalla, koska raekokojakautuma on muuttunut.

Kiviaineksen lujuusominaisuudet vaikuttavat kiviaineksen hienonemiseen rakenteessa ja näin ollen välillisesti rakenteeseen syntyviin pysyviin muodonmuutoksiin. Kiviaineksen lujuuden merkitys korostuu rakenteiden ylimmissä kerroksissa, joissa liikennekuormituksen aiheuttama rasitus on suurin. Syntyvän hienoaineksen määrä ja laatu vaikuttavat välillisesti myös esimerkiksi rakenteen kosteustilaan. Suuremman pinta-alan omaava hienoaines pystyy sitomaan enemmän vettä itseensä ja vaikuttaa näin ollen rakenteen kykyyn vastustaa pysyviä muodonmuutoksia. (Belt et al. 2006)

4.2 Ratarakenteet

Ratarakenne koostuu päälly- ja alusrakenteesta. Alusrakenteeseen kuuluvat suodatin, eristys- ja välikerros. Radan päällysrakenne koostuu tukikerroksesta, pölkkyistä ja kiskoista ja niiden välisistä liitoskomponenteista. (Ratatekniset ohjeet. Osa 3 2008, Ratatekniset ohjeet. Osa 11 2002)

Suomessa ratarakenteita ei toistaiseksi mitoiteta kuormituskestävyydelle, vaan rakenteiden routamitoitus on rakennekerrosten paksuuden määräävä tekijä. Kuormituskestävyyssmitoituksesta on kuitenkin tehty tutkimusta ja saatujen tulosten mukaan alusrakenteen materiaalit ja erityisesti kosteustilan muutokset vaikuttavat radan kuormituskestävyyteen. Alusrakenteen paksuudella ei näyttänyt tehtyjen simulointien perusteella olevan niin suurta vaikutusta jännitys- ja muodonmuutostasoihin. Tukikerroksen kunnon vaikutusta rakenteen toimintaan voitiin myös tutkia kehitetyllä rakennemallilla. (Kalliainen, Kolisoja & Nurmikolu 2014).

Rata- ja tierakenteen käyttäytyminen on merkittävästi erilaista, koska tierakenteessa pyöräkuormat kohdistuvat pienelle alueelle ja kuormituksen suuruus on jokaisella alueella sama ja riippumaton rakenteen jäykkyydestä. Ratarakenteessa kuormitus kulkee kiskoja ja pölkkyjen kautta suurelle alueelle ja pölkyn alle tulevaan kuormaan vaikuttaa merkittävästi koko rakenteen jäykkyys. (Huang 2004)

Oikein mitoitettu ratarakenne takaa turvallisen liikennöinnin rataosalle sallituilla akselipainoilla ja nopeuksilla. Ratarakenteen tarkoituksena on siirtää liikenteestä aiheutuvat kuormat pohjamaahan. Suurimmat kuormat havaitaan pyörän ja kiskon välillä (300 MPa), kiskon ja pölkyn välillä kuorma pienenee ja saavuttaessaan pölkyn ja tukikerroksen rajapinnan kuorma on enää 300 kPa, tukikerroksen alapinnassa kuormitus on 50 kPa. (Esvelld 2001)

Kiviaineksen lujuudella voi olla ratarakenteissa suurempi merkitys kuin tierakenteissa, koska ratarakenne on kokonaan sitomaton. Lisäksi radan geometriavaatimuksista johtuva kunnossapito vaikuttaa liikennekuormituksen lisäksi erityisesti raidesepelin hienontumiseen rakenteessa. (Nurmikolu, Kolisoja 200x)

4.3 Kiviaineksen kestävyys/hienontuminen rakenteissa

Kiviaineksen kestävyydellä tarkoitetaan sen kykyä vastustaa heikentymistä rakenteen käyttöiän aikana. Kestävyyteen vaikuttavia tekijöitä on useita kuten esimerkiksi kiven alkuperäinen rapautumisaste, käyttöiän aikaiset kuormitukset sekä ympäristöolosuhteet kuten topografia ja ilmasto. (Fookes, Gourley&Ohikere 1988) Periaatteessa, kun uusi maarakenne rakennetaan, kiviaineksen hienontumisprosessi alkaa ja rakenteen käyttöiän päättyessä materiaali on hienontunut sellaiseksi, että rakenne ei enää toimi riittävän luotettavasti käyttötarkoituksessaan. Kiviaineksen hienontumista rakenteessa voidaan tarkastella kahdesta näkökulmasta: 1) materiaalin ja sen hienontumisprosessin näkökulmasta, jolloin tarkastellaan materiaalin rakeisuutta ja esimerkiksi siihen vaikuttavia kivilaji- tai lujuustekijöitä ja 2) tie- ja ratarakenteen käyttäytymisen näkökulmasta, jolloin tarkastellaan hienontumisen vaikutusta esimerkiksi rakenteen muodonmuutoksiin tai jäykkyyteen. Luonnollisesti molemmissa tarkastelutavoissa materiaaliin ja rakenteeseen kohdistuvat kuormitukset ovat ratkaisevia. Lähtökohtaisesti lujuusominaisuuksien avulla voidaan arvioida kiviaineksen hienontumispotentiaalia ja sitä kautta rakenteen käyttöikää, jos hienoneminen tiettyyn raja-arvoon saakka edustaa rakenteen käyttöiän päättymistä. Tarkastelunäkökulman valinta ei kuitenkaan vaikuta siihen, että kaikissa tarkasteluissa pitää ottaa huomioon sekä materiaalin että rakenteen ominaisuudet.

Kiviaineksen hienontumista voidaan tarkastella tie- ja ratarakenteissa samojen peruseriäiden mukaan, mutta tarkasteluissa tulee ottaa myös huomioon rakenteiden erilaisista kuormituksista johtuvat erilaiset jännitystilat sekä erilaiset rakennekerrokset. Ratarakenne koostuu sitomattomista materiaaleista, kun taas tierakenteissa on usein päällä sidottu rakennekerros, jonka paksuus vaikuttaa merkittävästi rakenteen käyttäytymiseen. Yleensä kiviaineksen hienontumista on kansainvälisessä ja suomalaisissakin kirjallisuuslähteissä tarkasteltu joko tie- tai ratarakenteissa. Kirjallisuustutkimuksen perusteella ratarakenteissa tapahtuvaa kiviaineksen hienontumista on tutkittu enemmän ja erityisen paljon on tutkittu raidesepelin hienontumista.

Kontinuumitasolla tarkasteltuna materiaalien hienontumiseen vaikuttavat erityisesti materiaalin jännitystilan normaali- ja leikkausjännitysten suhde. Pääjännitysten erot vaikuttavat leikkausjännityksiin ja pystysuoran liikennekuormituksen vaikutusta on tällöin järkevää tarkastella rakenteen kerrosrajoille liikennekuormasta aiheutuvina vertikaalijännityksinä. Rakenteissa tapahtuvien toistokuormitusten ymmärtäminen edellyttää partikkelitason tarkastelua, koska kuormituksen vaikutuksesta tapahtuu partikkeleiden uudelleen järjestäytymistä, eivätkä kontinuumiajattelun yleistykset enää päde. Erityisen paljon kiviainesrakeiden uudelleenjärjestäytymistä tapahtuu radan tukikerroksessa kunnossapitotoimenpiteiden vaikutuksesta. (Nurmikolu 2004)

Ratarakenteissa tukikerroksen hienontumista tutkitaan käytännössä raekokojakautumaan tutkimalla ja tulosten perusteella arvioidaan kunnossapitotarvetta. Vastaavia menettelytapoja ei muissa rakenteissa käytetä, vaan kunnon arviointi ja mahdolliset kunnossapitotoimenpiteet perustuvat enemmän rakenteen käyttäytymiseen ja lähtökohtaisesti siihen, että rakenteessa käytetty materiaali on käyttöiän alussa ollut vaatimukset täyttävää.

Kiviaineksen hienontumisesta julkaistu tutkimusaineisto osoittaa ilmiön olevan kompleksinen ja usein tehdyt johtopäätökset perustuvat tiettyyn empiiriseen koejärjestelyyn ja geologisesti rajattuun tiettyyn materiaaliin. Kokeellisen tutkimusaineiston ja rakenteen todellisen käyttäytymisen välisen yhteyden muodostaminen on haaste, jota ei yhdellä tutkimuksella pystytä ratkaisemaan. Kokeellinen tutkimus voi kuitenkin tuottaa parametreja esimerkiksi mallinnuksen lähtöarvoiksi. Kiviaineksen hienontumisen tutkimusmenetelmiä käsitellään tarkemmin luvussa 6.

Rakenteissa tapahtuva hienontumisen kannalta liikkuvan kuorman aiheuttama pääjännityssuuntien kierto vaikuttaa keskeisesti hienontumiseen. Pääjännityssuuntien kierto aiheuttaa partikkelisysteemin jatkuvaan uudelleen järjestäytymistä ja näin ollen myös kiviaineksen hiovaa kulumista. Ilmiö korostuu ohutpäälysteisten teiden kantavissa kerroksissa, mutta on merkityksellinen myös radan tukikerroksessa. Liikkuvan kuorman vaikutuksia tie- ja ratarakenteen muodonmuutoksiin ja jännityksiin on selvitetty useissa tutkimuksissa ja erilaisia uusia kokeellisia tutkimusmenetelmiä on kehitetty kuvaamaan sitomattomien rakenteiden käyttäytymistä. (Ishikawa, Miura 2015; Ishikawa, Sekine & Miura 2011; Gräbe, Clayton 2009)

5 Kiviaineksen lujuusvaatimukset sitomattomissa rakennekerroksissa

5.1 Laatuvaatimusten historiallinen tausta Suomessa

Seuraavissa kappaleissa käsitellään tie- ja ratarakenteissa käytettyjen kiviainesten lujuusvaatimusten historiallista taustaa löydetyn aineiston perusteella. Rakenteissa käytetyn kiviaineksen raekokojakautumalle on esitetty vaatimuksia jo varhaisimmissa vaatimusasiakirjoissa. Vuodelta 1917 olevissa ohjeissa todetaan muun muassa, että soran tulee olla keskinkertaisen karkeaa ja laadultaan tasaista sekä soralle 2–10 mm jyväisyys on edullisin ja sepelikiville 2–4 cm (Tie- ja vesirakennusten ylihallitus 1917).

Suomen maaperän geologisista ominaisuuksista johtuen sekä harju- että reuna- muodostumien sora- ja hiekkavarannot ovat olleet ensisijainen materiaali niin teiden kuin ratojenkin rakennusmateriaalina. Kiviaineksen saatavuus rakennuskohteiden läheltä on ollut usein ensisijainen valintakriteeri. Vaatimuksia on muutettu sekä saatavuuden näkökulmasta että teknisen tietämyksen lisääntyessä, valitettavasti saatavilla olleesta dokumentaatiosta ei aina löytynyt perusteluja vaatimusten muutoksille.

Laatuvaatimusten asettaminen on ollut pitkään tie- ja rataverkkoa hallinnoivien viranomaisten tehtävä, vasta parin viime vuosikymmenen aikana on laadittu niin kutsuttuja alan yhdessä sopimia hyvän rakennustavan mukaisia laatuvaatimusasiakirjoja kuten InfraRYL.

5.1.1 Ratarakenteet

Radan rakenteissa käytettävien kiviainesten laatuvaatimuksista löytyy kirjallista tietoa erittäin vähän. Julkaisemattomassa kirjoituksessa Rautatiehallituksen geologi-insinööri Leo Keinonen (toimessa vuosina 1953–1962) esittää raidesepelille vaatimuksena ilmaston kestävyys sekä kulutuksen että iskujen kestävyys. Lisäksi hän toteaa, että sepeli ei saa olla liuskeista tai porfyyristä (suuria mineraalirakeita). Kirjoituksessaan Keinonen esittää myös listan sepeliksi soveltuvista ja soveltumattomista kivilajeista. Keinonen ehdottaa myös sepelin laatuvaatimukseksi puristuslujuuden arvoa 1800 kg/cm² ja iskulujuuden määrittystä saksalaisten laatuvaatimusten mukaan. Kirjoituksessa korostetaan myös raekokojakautuman ja raemuodon merkitystä raidesepelin kestävyys kannalta. (Keinonen 1953-1962)

Ratarakenteiden kiviaineksille ei saatavilla olevien lähteiden mukaan ole asetettu ennen 1980-luvun puoliväliä muita kuin rakeisuus ja raemuotovaatimuksia. Kiviaineksen valinta tehtiin usein geologisin perustein. Vuonna 1986 tehdyssä tutkimuksessa määriteltiin raidesepelin lujuusvaatimukset haurausarvokokeen avulla. Tutkimuksessa päädyttiin esittämään raidesepelimateriaalin parannetun haurausarvon maksimiarvoksi 22. Raidesepelin lujuusvaatimuksista tehtiin tutkimusta 1990-luvun alkupuolella (Uusi-Luomalahti 1994) ja tutkimuksen perusteella julkaistiin Raidesepelin laatuvaatimukset vuonna 1995. Vuonna 1995 raidesepelin lujuusvaatimukset perustuivat kuulamylyarvoon ja haurausarvoon, testit tehtiin raidesepelistä laboratoriossa

murskatuista lajitteista. Lujuuskokeiden tulosten arvioinnissa otettiin huomioon myös tutkittujen lajitteiden muoto-ominaisuudet. (VR 1995)

Myös raidesepelin valmistukseen käytettävän kallion kairasydännäytteistä oli mahdollista 1995 julkaistujen ohjeiden mukaan arvioida tuotettavan raidesepelin lujuutta. Pistekuormitusindeksi on joissakin lähteissä todettu epävarmuudeltaan ja toistettavuudeltaan haastavaksi testiksi, lisäksi kairasydännäytteiden ottaminen on usein liian kallista, joten testistä on Suomessa kiviaineksen laadun arvioinnissa luovuttu. Saksassa on aikaisemmin ollut raidesepelin raaka-aineelle myös puristuslujuusvaatimus > 180 MPa (Uusi-Luomalahti 1994). Pistekuormitusindeksiä on tutkittu myös Suomessa murskerakeista tai muuten epämääräisen muotoisista rakeista, mutta tuloksien hajonta on suuri, eikä testi näin ollen Uusi-Luomalahden (1994) mukaan sovellu tuotteiden laadunvarmistukseen.

Raidesepeliä alettiin käyttää suurimittakaavaisemmin Suomessa 1950-luvulla raidesoran sijaan. Luonnon materiaaleista rakennettavan eristys- ja välikerroksen rakeisuusvaatimukset ovat olleet Saarisen (2008) mukaan samat 1970-luvulta alkaen. Vuonna 2006 asetettiin ensimmäisen kerran eristys- ja välikerroksessa käytettävälle kalliomurskeelle myös lujuusvaatimuksia. Saarisen (2008) mukaan ”1900-luvun alussa rata ohjeistettiin rakentamaan noin 0,5 m paksun raidesoran päälle ilman erillisiä alusrakennekerroksia”. Vuonna 1928 ryhdyttiin käyttämään 0,6 m raidesorapaksuutta. Nykyisen kaltaisen ratarakenteen normaalipoikkileikkaukset erilaisine kerroksineen otettiin käyttöön 1960-luvulla. (Saarinen 2008)

Raidesepelin laatuvaatimusten asettamisessa siirryttiin 2000-luvulla EN-standardien käyttöön, jolloin lujuusominaisuudet mitattiin aiemmasta menettelystä poiketen tuotteen raekoosta (32/63 mm). Vuonna 2001 julkaistut Raidesepelin tekniset toimintuehdot perustuivat eurooppalaisiin standardeihin. Lujuuden testausmenetelmistä otettiin käyttöön sekä Los Angeles että micro-Deval -testi. Kun raidesepelin eurooppalainen tuotestandardi SFS-EN 13450 julkaistiin vuonna 2004, silloinen radanpidosta vastaava viranomainen Ratahallintokeskus teki päätöksen myös raidesepelin CE-merkinnän vaatimisesta vuoden 2005 alusta. (Ratahallintokeskus 2001)

Saarisen (2008) mukaan eristyskerroksen materiaali vaatimukset ovat muuttuneet siten, että nykyisin eristys-kerroksen alaosan materiaalille sallittava 0,25–1 mm rakeisuusalueelle sijoittuva materiaalin osuus on huomattavasti pienempi. Myöskään eristyskerroksen yläosassa ei käytetä enää niin hienorakeista materiaalia kuin aiemmin. Ratarakenteen eristys- ja välikerroksen materiaaleille on asetettu lujuusvaatimuksia ensimmäisen kerran vasta 1990-luvulla (Ratahallintokeskus 1999). Nykyiset lujuusvaatimukset on ensimmäisen kerran julkaistu InfraRYL:ssä vuonna 2006 ja vaatimustasot perustuvat Nurmikolun (2005) tutkimuksiin.

Taulukko 6. Ratarakenteissa käytettävien kiviainesten laatuvaatimusten kehittyminen

Eristys- ja välikerros				
	<i>Lujuusvaatimus</i>	<i>Muotovaatimus</i>	<i>Lähde</i>	<i>Huom.</i>
Luonnonlajittama kiviaines	Ei lujuusvaatimuksia	Ei muotovaatimuksia	Kauranne ja Markkula (1967); Saari- nen (2008)	
1990-luku	Murskattu eristys- ja välikerros Haurausarvo 22 ja kuulamyly 16	Ei muotovaatimuksia	Ratahallintokeskus (1999)	
2006 alkaen murskattu kiviaines	LA ₃₀ ja LA ₃₅ M _{DE15} ja M _{DE20}	Ei muotovaatimuksia	Rakennustieto (2010)	Vaatimukset myös petrografialle
Raidesepeli				
	<i>Lujuusvaatimus</i>	<i>Muotovaatimus</i>	<i>Lähde</i>	<i>Huom.</i>
Ennen 1980-lukua	Valinta usein kivilajiin perustuen	Ei muotovaatimuksia	Saari- nen (2008), Keinonen (1953-62)	Rakeisuusvaatimukset tiukat
1980-luku	Haurausarvo 22	Enintään 15-20 % puikkoisia tai liuskeisia rakeita (muotoarvo >3)	Turunen (1986)	Laboratoriossa murskattu testinäyte
1990	Haurausarvo Kuulamyly	Puikkoisuus- ja liuskeisuus kuten edellä.	VR (1995)	Laboratoriossa murskattu testinäyte. Modifioitu haurausarvomenetelmä, kuvattu myös PANK-menetelmissä
2000-luku	L _{ARB12} , L _{ARB16} , L _{ARB20} M _{DERB 11}	Muotoarvo SI ₂₀	Ratahallintokeskus (2001), SFS (2007b)	EN-standardien mukaiset testaukset sepelilajitteesta, CE-merkintä ja ilmoitetun laitoksen hyväksyntä tuotannon laadunvalvonnalle

5.1.2 Tierakenteet

Tierakentamisen kiviainesten laatuvaatimuksista löytyy enemmän dokumentoitua historiallista tietoa kuin radan kiviaineksista. Laatuvaatimusten asettamisen lähtökohtana on ensin ollut raekokojakautuma, mutta 1960-luvulta alkaen on kiviaineksen lujuuteen kiinnitetty huomiota. Ensin lujuusvaatimuksia asetettiin vain asfalttipäällysteissä käytettäville kiviaineksille, mutta jo 1970-luvulla vaatimuksia oli myös sitomattomille kiviaineksille. Vuonna 1957 päällystekiviaineksille on asetettu lujuusvaatimus haurauslukuna, jonka raja-arvo on 70. Raja-arvosta voidaan päätellä, että kysymyksessä on haurausarvotesti, jossa testiseulana on 8 mm seula. Myös kiviaineksen liuskeisuusluvulle on asetettu vaatimus. (Rakennusinsinööriyhdistys 1957)

Rakennustekniikka-lehdessä vuonna 1967 julkaistussa artikkelisarjassa käsitellään laajasti kiviaineksen laatuvaatimuksia erilaisissa käyttökohteissa. Lujuuden arvioinnissa käytettiin Los Angeles -lukua ja haurausarvoa. Los Angeles -testiä pidettiin ensisijaisesti kulutuskestävyyttä mittaavana testinä ja haurausarvolla mitattiin iskunkestävyyttä. Los Angeles -testi tehtiin ASTM-standardin mukaan laitteesta 9,5/19 mm. Tierakenteissa käytetty kiviaines oli 1960-luvulla vielä suurimmaksi osaksi soraa ja murskattua soraa. Kantavan kerroksen lujuusvaatimukseksi oli asetettu LA-luku 35 ja haurausarvon vaatimus oli 60. Artikkelin kirjoittajat ovat geologeja ja lujuustuloksia on luokiteltu kivilajeittain. Myös alueellista tarkastelua on tehty silloisen TVH:n tiepiirien alueilla käytettävissä olevien kiviainesten keskiarvojen avulla. Los Angeles -lukujen keskiarvot vaihtelivat Suomessa tuolloin 18-27 välillä. (Kauranne, Markkula 1967c, Kauranne, Markkula 1967b, Kauranne, Markkula 1967a)

Kauranteen (1971) mukaan raekokojakautuma on kiviaineksen tärkein ominaisuus, mutta hän korostaa myös muiden ominaisuuksien kuten lujuuden, raemuodon ja mineraalikoostumuksen merkitystä. Kiviaineksen sisältämän kiilteen suurta määrää pidettiin jo tuolloin kiviainesten ja sideaineen välistä tartuntaa heikentävänä tekijänä. Kauranne ennustaa soravarojen loppuvan vuonna 2010 ja kehottaa keskittymään myös kalliokiviaineksen tuotantolaitteiden ja kallioiden tutkimukseen. (Kauranne 1971)

Vuonna 1979 julkaistuissa murskaustyön valvontaohjeissa testimenetelmistä oli käytössä parannettu haurausarvo (4 mm testiseula), jonka vaatimusluokat olivat 18,22 ja 27. Lisäksi esitettiin vaatimukset LA-luvulle kolmessa luokassa 25,30 ja 35. Kantavan kerroksen lujuusvaatimuksena oli LA-luku 35. (Tie- ja vesirakennushallitus 1979)

Vuosina 1979–1980 tehtiin selvitys kiviainesten laatuvaatimuksista, selvityksessä oli kerätty silloisen TVH:n piireistä lujuustestien tuloksia lähes tuhat kappaletta. Tutkimuksen perusteella ehdotettiin kiviaineksille alueellista lujuusluokittelua siten, että Uudellamaalla ja Turun piirissä olisivat tiukimmat vaatimukset LA 30...35. Muilla alueilla noudatettavaksi LA-luokiksi olisi tullut 33-38 ja 35-40, suurin luokka sallittiin Oulun, Kainuun ja Lapin tiepiireissä. Perusteluna erilaisille luokkavaatimuksille esitettiin ensisijaisesti kiviaineksen saatavuus ja ajatus, että yli 80 % kiviaineksista sijoittuisi kahteen parhaaseen luokkaan. Luokittelu on ensisijaisesti tehty päällystekiviaineksille. Tutkimuksen tulokset eivät kuitenkaan näytä vaikuttaneen vaatimusasiakirjoihin, koska vuoden 1982 murskaustyön valvontaohjeissa esitetään kolme vaatimusluokkaa LA-luvulle: I 25; II 30 (33) ja III 35(38). Lisäksi asetettiin vaatimukset parannelulle haurausarvolle sekä liuskeisuudelle ja puikkoisuudelle. Liuskeisuus ja puikkoisuus määritettiin menetelmällä TIE 233 ja tulokset ovat sadasta rakeesta mitattujen akselisuhteiden keskiarvoja. Kantavan kerroksen vaatimuksena oli koko Suomessa vuonna 1982 LA-luokka III. Suluissa oleva arvo tarkoittaa erityistapauksissa hyväksyttävää arvoa. (Tie- ja vesirakennushallitus 1980; Tie- ja vesirakennushallitus 1982)

Vuonna 1990 voimaan tullessa ohjeessa kantavalle kerrokselle asetettiin lujuusvaatimus tien päällysrakenneluokan mukaan eli päällysrakenneluokissa 1–2 LA-luvun vaatimus on 30 ja muissa luokissa 35, myös haurausarvolle esitettiin vastaavat vaatimukset. Päällysrakenteen luokitus perustui liikennemäärään kuten nykyiset kuormitusluokatkin. (Tielaitos 1990) Vastaavasti vuonna 1994 julkaistussa ohjeessa todetaan, että tien päällysrakenneluokan mukaan kantavan kerroksen kiviaineksen lujuusvaatimus on päällysrakenneluokissa 1-2 LA-luku 30 ja muissa luokissa LA-luku on 35, vastaavat kuulamyllyarvot ovat 14 ja 17. Liuskeisuusvaatimus esitettiin ensimmäisen

kerran litteysluku (käytettiin termiä liuskeisuusluku) ja luokat olivat FI₂₀ ja FI₂₅. (Tielaitos 1994) Vuonna 1993 kiviaineksen luokituksessa käytettiin LA-luvun lisäksi pistekuormitusindeksiä ja kuulamylytestiä, lisäksi vaihtoehtoisena menetelmänä oli hioutuvuusarvo. Sitomattoman kantavan kerroksen kiviaineksen lujuusvaatimuksina olivat luokat LA ≤ 35 ja Kuulamyly ≤ 17 ja kallioraaka-aineelle esitettiin kairasydän-näytteistä määritetyn pistekuormitusindeksin vaatimus ≥ 6 MPa. (Tielaitos 1993)

Vuonna 1995 otettiin käyttöön Päälystealan neuvottelukunnan julkaisemat PANK-menetelmäohjeet TIE-menetelmien sijaan. Käytännössä Los Angeles -luvun PANK 2201 menetelmää ei kuitenkaan koskaan ole julkaistu vaan edelleen käytettiin vanhaa ASTM-standardiin perustuvaa TIE-menetelmää. (Tielaitos 2000a) Taulukossa 7 on esitetty vuonna 1995 Murskaustyöohjeissa julkaistut vaatimusluokat.

Taulukko 7. Vuoden 1995 murskaustyöohjeiden mukaiset lujuusluokat. (Tielaitos 1995)

PANK-menetelmä	Laatuluokka			
	I	II	III	IV
2201 Los Angeles -luku	≤ 15	≤ 20	≤ 25	≤ 30
2203 Liuskeisuus, päällystekiviaines, lajite 8–12,5 mm	≤ 12	≤ 17	≤ 30	
2208 Kuulamylykoe, tuotetest	≤ 7	≤ 10	≤ 14	≤ 19

Taulukon 7 vaatimusten mukaan sitomattoman kantavan kerroksen murskeen on Los Angeles - ja kuulamylytestin tulosten osalta täytettävä laatuluokan IV ja liuskeisuuden osalta laatuluokan III vaatimukset, ellei suunnitelmissa toisin vaadita. (Tielaitos 1995) Näyttää siltä, että murskaustyöohjeissa esitetään kantavalle kerrokselle vain yksi lujuusluokkavaatimus, vaikka muissa Tielaitoksen julkaisemissa ohjeissa luokitusta on tarkennettu eri päällysrakenneluokissa.

Vuonna 1999 julkaistuissa murskaustyöohjeissa lujuusluokkavaatimukset esitettiin eurooppalaisten testausstandardien mukaisina luokkina ja kantavan kerroksen lujuusvaatimuksena oli LA-luokka 30. Vuonna 1999 siirryttiin käyttämään ainoastaan EN-standardiin SFS-EN 1097-2 perustuvaa Los Angeles -testiä. Myös pistekuormitusindeksiä käytettiin vielä 1999 kallioalueiden ennakonäytteiden tutkimiseen, mutta tämän jälkeen menetelmä ei enää vaatimusasiakirjoissa esiinny. (Tielaitos 1999b)

Nykyisin kantavan kerroksen lujuusvaatimukset on julkaistu InfraRYL:ssä ja ne ovat LA-luku 30 ja litteysluku 50. Myös LA-luokat 35 ja 40 ovat mahdollisia tilaajan erillisellä hyväksynnällä. Tien jakavan kerroksen materiaalille ei ole Suomessa asetettu löydetyn kirjallisuuden mukaan lujuusvaatimuksia vaan käytössä on ollut ainoastaan rakeisuusvaatimus.

Taulukko 8. Tien kantavan kerroksen vaatimusten kehittyminen.

Vuosi	Lujuusvaatimus	Muotoarvovaatimus	Lähde	Huom.
1950-luku	Ei vaatimuksia	Ei vaatimuksia	Rakennusinsinööriyhdistys (1957)	Päällystekiviaineksen vaatimus haurausluku 60
1960-luku	Los Angeles -luku LA ₃₅ Haurausarvo 60	Muotoarvo 3,0/1,6 (TIE 233)	Kauranne, Markkula (1967c)	Ei saa sisältää rapautuvia mineraaleja Myös päällystekiviainekselle LA-luku vaatimus 30. ASTM standardin mukainen LA-testi
1970-luku	LA ₃₅ Parannettu haurausarvo 27	Muotoarvo 2,9/1,7	Tie- ja vesirakennushallitus (1979)	Ei saa olla rapautunutta tai rapautumisherkkää, luetellaan hyvät ja huonot kivilajit
1980-luku	LA ₃₅ (38) Parannettu haurausarvo 30 (32)	Muotoarvo 2,9/1,9	Tie- ja vesirakennushallitus (1982) Tie- ja vesirakennushallitus (1988)	Suluissa olevia arvoja voidaan käyttää, jos materiaalista puutteita ja taloudellisesti kannattavampaa
1990-luku	LA ₃₅ Kuulamyly 17 tai Hioutuvuus 3,1	Muotoarvo kahdesta eri lajitteesta 8/12 mm 2,9/1,9 ja 12/16 mm 2,7/1,8	Tielaitos (1993)	LA-testi TIE 231 Kuulamylykoe TIE 242 Myös pistekuormitusindeksiä käytettiin apuna valinnassa
	LA ₃₀ Kuulamyly 19	Litteysluku FI ₃₀	Tielaitos (1995)	LA-testi PANK 2201 Kuulamylykoe PANK 2208
	Päällysrakenneluokat 1-2: LA ₃₀ , kuulamyly 14 Muut päällysrakenneluokat: LA ₃₅ ja kuulamyly 17	FI ₂₀ ja FI ₂₅	Tielaitos (1994)	Vaatimusluokat poikkeavat samaan aikaan julkaistusta murskaus-työohjeesta
	LA ₃₀ Kuulamyly A _N 19	Litteysluku FI ₃₀	Tielaitos (1999b)	Kaikki menetelmät SFS-EN standardien mukaisia
2000-luku	LA ₃₀	Litteysluku FI ₅₀	Rakennustieto (2006 & 2010)	Rapautumattomuus osoitettava (vedenimeytymisen, petrografia tai jäädytys-sulatuskoe)

5.2 Laatuvaatimusten nykytilanne Suomessa

Tie- ja ratarakenteissa käytettävien kiviainesten on oltava CE-merkittyjä eurooppalaisten tuotestandardien mukaan. Tie- ja ratarakenteiden kiviainekset, lukuun ottamatta raidesepeliä, CE-merkitään standardin SFS-EN 13242 mukaan. Raidesepelin CE-merkintä tehdään standardin SFS-EN 13450 mukaan. Laadunvalvonnassa noudatetaan standardien mukaista laadunvalvontajärjestelmää ja kaikki ilmoitetut ominaisuudet mitataan periaatteessa kiviainest tuotteista. Käytännössä tietyt harvemmin määritettävät ja usein koko tuotantopaikkaa edustavat ominaisuudet kuten kiintotiheys ja petrografia voidaan mitata myös raaka-ainenäytteistä. Koska standardeissa on tarjolla useita eri Euroopan osissa käytettäviä vaatimusluokkia, Suomessa on otettu käyttöön CE-merkintää varten kansalliset soveltamisstandardit, joissa on esitetty Suomessa käytettäväksi suositellut vaatimusluokat (SFS 2007b, SFS 2007a). Lisäksi laatuvaatimukset on esitetty hyvää suomalaista rakennustapaa edustavassa InfraRYL:ssä (Rakennustieto 2010).

Kiviainesten testaamisessa käytetään eurooppalaisia testausmenetelmiä. Kansallisissa soveltamisstandardeissa ja muissa vaatimusasiakirjoissa on esitetty useita luokkia ja tilaajan tehtäväksi jää valita käyttökohteen ominaisuuksien perusteella kohteeseen soveltuvin luokka. Suomessa noudatetaan tierakenteen materiaalien rakeisuusvaatimusten osalta standardia SFS-EN 13285, koska standardin SFS-EN 13242 rakeisuusvaatimukset eivät riittävän tarkkoja kantavan ja jakavan kerroksen toiminnan kannalta (SFS 2011b). Hienoaineksen määrä ja muiden ominaisuuksien vaatimukset (lujuus, rapautumattomuus yms.) perustuvat kuitenkin standardiin SFS-EN 13242.

Hankekohtaisesti on ollut tarpeen asettaa taulukon 9 mukaisista laatuvaatimuksista poikkeavia vaatimuksia esimerkiksi kiviaineksen saatavuudesta johtuen. Uusia kohteita rakennettaessa rata- tai tielinjalta saatavien materiaalien käyttö rakenteissa on myös taloudellisesti perusteltua, vaikka mitään yksityiskohtaisia elinkaaritarkasteluja ei yleensä tehdäkään. Päätökset heikompilaatuisen kiviaineksen käytöstä joudutaan kuitenkin usein tekemään puutteellisten testaustulosten perusteella vain muutamasta testituloksesta.

Taulukko 9. Nykyiset sitomattomien kiviainesten lujuusvaatimukset.

Käyttökohte	Los Angeles -luku	micro-Deval-arvo
Sitomaton kantava kerros	LA ₃₀ *)	-
Jakava kerros	-**)	-
Raidesepeli	LA _{RB12} , LA _{RB16} ja LA _{RB20} .	M _{DERB} 11
Radan eristys- ja välikerros Kv-1500 yläpuoli	LA ₂₅	M _{DE15}
Radan eristys- ja välikerros Kv-1500 alapuoli	LA ₃₀	M _{DE20}

*) Tilaaja voi käyttää hankekohtaisesti myös vaatimusluokkia LA₃₅ tai LA₄₀

**) InfraRYL 2015 tullaan vaatimaan LA-luvun ilmoittamista

Tähän saakka on tarkasteltu vain luonnonkiviaineksia, mutta on syytä kiinnittää huomiota myös uusiomateriaaleille asetettaviin vaatimuksiin. Periaatteessa uusiomateriaalien tulee täyttää samat vaatimukset kuin luonnon kiviaineksenkin, on kuitenkin havaittu, että esimerkiksi betonimurskeella on vaikea saavuttaa Los Angeles -lukua 30. Päivitettävässä InfraRYL:ssä tullaan vuonna 2015 ensimmäisen kerran vaatimaan uusiomateriaalien lujuusominaisuuksien määrittämistä, vaikka vaatimusluokkia ei vielä asetetakaan.

5.3 Laatuvaatimukset muualla

Koska koko Euroopan alueella on käytössä samat testausmenetelmät ja vaatimusluokat, vaatimusten vertailu on aikaisempaa helpompaa. Kaikkien Euroopan maiden vaatimustasot eivät kuitenkaan ole helposti löydettävissä, näin ollen tähän lukuun kerättiin laatuvaatimukset vain niistä maista, joiden kieli ei asettanut ylimääräisiä esteitä. Erityisen tärkeitä vertailun kannalta ovat kuitenkin vaatimukset muissa pohjoismaissa.

5.3.1 Pohjoismaat

Ruotsalaisten tienrakennusmateriaalien vaatimukset on esitetty Ruotsin liikenneviraston julkaisussa (Trafikverket 2011b). Vaatimukset on esitetty taulukossa 10.

Taulukko 10. Ruotsalaiset kantavan ja jakavan kerroksen vaatimukset. (Trafikverket 2011b)

Ominaisuus	Päällystetty tie		Soratie	
	Kantava kerros	Jakava kerros	Kantava kerros	Jakava kerros
Los Angeles -luku	40	-	-	-
micro-Deval -arvo	20 (25)	20 (25)*	30	30

*) Suurempaa arvoa voi käyttää, jos kerroksen päällä ei liikennöidä

Ruotsalaisten ohjeessa on esitetty myös ominaisuuksien testaustiheydet sekä valmiista kerroksesta että tuotannon aikana. Lujuusominaisuuksien lisäksi rajoitetaan kiilteen määrää tiettyjen kivilajien (pääosin graniittien ja gneissien) lajitteessa 0,125/0,25 mm siten, että vapaan kiilteen määrän pitää olla < 50 %. Ruotsissa on otettu käyttöön vaatimukset myös hienoaineksen kokoonpuristuvuusominaisuuksia kuvaavalle hiekkaekvivalenttiarvolle (SE). Jakavassa kerroksessa $SE \geq 30$, jos hienoainesta on enemmän kuin 5 %, kantavassa kerroksessa vastaava raja-arvo on 35. Ruotsissa käytetään rakeisuusvaatimuksina EN 13285 mukaisia luokkia ja hienoainepitoisuuden raja-arvot ovat jakavalle kerrokselle 9 % ja kantavalle kerrokselle 2–7 %. Ruotsissa tienrakentamisessa käytettävien uusiomateriaalien vaatimukset on esitetty erillisessä dokumentissa. Materiaalivaatimuksia on asetettu masuunikuonalle, betonimurskeelle ja asfalttimurskeelle (Trafikverket 2011a).

Norjalaisten tierakennusmateriaalien vaatimukset on esitetty paikallisen liikenneviraston käsikirjassa (Statens vegvesen 2011). Norjassa kiviainesvaatimukset on esitetty tien liikennemäärän ja -kuormituksen mukaan. Käytännössä heikompileatuisia kiviaineita voidaan käyttää vain, kun liikennemäärä on alle 1500 ajon/vrk ja raskasta liikennettä on vähän. Lujuusvaatimuksia on esitetty myös betoni- ja tiilimurskeelle. Taulukkoon 11 on koottu jakavan ja kantavan kerroksen lujuusvaatimusluokitukset.

Tanskassa tierakenteissa käytettävälle betoni- ja tiilimurskeelle on asetettu vaatimusluokka LA₄₀, luonnonkiviaineksen vaatimus on LA₃₀.

Taulukko 11. Norjalaisten tierakenteiden kiviainesvaatimukset. (Statens vegvesen 2011)

Ominaisuus	Jakava kerros		Kantava kerros		
	Luonnon kiviaines (sora ja murskeet)	Betoni- ja tiilimurske	Kiilattu sora ³⁾	Murskattu sora tai kallio	Betoni-murske
LA-luku kerroksen yläosa	35	35	30, 35 ⁴⁾ , 40 ⁵⁾	35	40
LA-luku kerroksen alaosa	40	40			
MD-arvo kerroksen yläosa	15 ¹⁾ , 20 ⁵⁾	15	15	15	15
MD-arvo kerroksen alaosa	20 ²⁾	20			

¹⁾ voidaan käyttää myös kuulamylyarvoa A_N 19

²⁾ voidaan käyttää myös kuulamylyarvoa A_N 26

³⁾ Forkilt pukk = ”kiilattu sora” = kapealajitteinen sora, johon lisätään hienorakeisempaa materiaalia

⁴⁾ liikennemäärä 300–1500

⁵⁾ liikennemäärä ≤ 300

Islannissa kallioperä on nuori ja siellä on asetettu vaatimuksia myös kiviaineksen raaka-aineen iän ja muuttuneisuuden mukaan, vaikka lujuusvaatimusluokittelu perustuukin ensisijaisesti raskaan liikenteen määrään. Tien kantavan kerroksen vaatimus on LA_{20} silloin, kun raskasta liikennettä on paljon ja vastaavasti pieni raskaan liikenteen määrä johtaa vaatimusluokkaan LA_{30} tai LA_{35} myös luokat LA_{40} ja LA_{50} voivat olla mahdollisia. (Vegagerdin 2014)

Ruotsissa I-luokan raidesepelin lujuusvaatimuksena käytetään LA-luokkaa LA_{RB20} ja muotoarvoa vaatimuksena luokkaa SI_{20} . Hienorakeisemmalle sepelille (11,2/31,5 mm) on asetettu vaatimus LA_{24} ja muotoarvoa vaatimus SI_{20} , myös testit tehdään hienorakeisemmasta lajitteesta. (Banverket 2004)

Norjalaiset raidesepelin laatuvaatimukset ovat: Los Angeles -luku LA_{RB24} ja micro-Deval-arvo M_{DERB15} . Norjassa eristyskerroksen kiviainekselle ei ole lujuusvaatimusta, mutta kiviaineksen pitää olla routimatonta eli $<22,4$ mm materiaalista mitattu 0,02 mm rakeiden määrän on oltava <3 %. Eristyskerroksessa käytettävän murskatun kiviaineksen raekokojakautuman muotoa on rajoitettu raekokosuhteen avulla $C_u \geq 15$. (Jernbaneverket 2014).

Tanskalaiset raidesepelivaatimukset ovat LA_{RB14} ja M_{DERB7} . Radan alemmille rakenekerroksille on vain rakeisuusvaatimus, materiaalina käytetään yleensä soraa. (Banedanmark 2014)

Muissa Pohjoismaissa näytetään sallivan lujuudeltaan hieman heikompien kiviainesten käyttö. Huomattavaa on myös, että Norjassa ja Ruotsissa tien kantavan kerroksen materiaalin lujuus kriteerinä on sekä LA-luku että micro-Deval -arvo eikä vain LA-luku kuten Suomessa. Toinen poikkeava tekijä on lujuusvaatimusten asettaminen liikennemäärän mukaan, mitä ei tällä hetkellä esimerkiksi Suomessa InfraRYL:ssä oteta huomioon mitenkään, vaikka käytännössä näin saatetaan tehdä. Kolmas merkittävä ero pohjoismaiden välillä on se, että sekä Norjassa että Ruotsissa asetetaan lujuusvaatimus myös jakavan kerroksen materiaalille. Raidesepelin osalta suomalaiset vaatimukset ovat tiukemmat kuin muissa Pohjoismaissa, lukuun ottamatta Tanskan micro-Deval-vaatimusta. Eristys- ja välikerroksen murskeille vain Suomessa on tällä hetkellä lujuusvaatimus.

5.3.2 Muu Eurooppa

Mualla Euroopassa käytettävien laatuvaatimusten löytäminen oli melko haastavaa, koska laatuvaatimuksia julkaistaan usein vain maan omalla kielellä, vaikka eurooppalaisia standardeja noudatetaankin. Taulukossa 12 on esitetty kohtuullisella työmäärällä löydetyt vaatimusluokat, koska tavoitteena oli kuitenkin löytää sitomattomien rakennekerrosten vaatimustasojen yleisimmät luokat.

Taulukko 12. Tien ja radan sitomattomien kerrosten vaatimuksia valikoiduissa maissa.

Maa	Vaatimukset		Erityisasiat	Lähteet
	Tie kantava kerros	Rata		
Iso-Britannia	LA ₄₀ ja LA ₅₀	Raidesepeli LA _{RB20} ja M _{DERB} 7		Department of transportation (2014) Aursudkij (2007)
Saksa	Lujuusvaatimukset määriteltä kivilaji-kohtaisesti LA ₂₅ LA ₃₀ yleensä Kierrätyskiviaines LA ₄₀ . Vaatimus myös iskuluvulle.	Raidesepeli: iskuluku (SZ) -vaatimuksia kivilajeittain Subballast iskuluku SZ _{RB} < 26	Vaatimuksia myös lajitteen 35/45 mm lujuudelle	Frades (2014) European Comission (2004a)
Belgia		Subballast I: LA+MD<35 tai II: LA+MD<45	Erikseen vielä rajoitukset molempien testien tuloksille I: LA < 25 ja MD < 20 II: LA<30 ja MD <25	Frades (2014)
Espanja	LA ₃₀ ja LA ₃₅ (alempiluokkaiset tiet)	Subballast LA ₂₈ ja M _{DE22} Sepeli LA _{RB} -luokat 14,16 ja 20	Eryistapauksissa (nopea junaliikenne) voidaan vaatia LA _{RB12}	Frades (2014) European Comission (2014) European Comission (2004b)
Ranska		Subballast LA+MD ≤ 40 Sepeli LA _{RB16} ja MD _{RB7} ≤220 km/h	Jos nopeus > 220 km/h LA _{RB14} ja MD _{RB5}	Frades (2014) Alemu (2011)
Itävalta	LA ₃₀ kantavan yläosa ja LA ₄₀ alaosa	Raidesepeli LA _{RB22}		Kuttelwascher, C. & Zuzic, M. 2012 European Comission (2004c)

Raidesepelin ja radan alempien kerrosten osalta muissa Euroopan maissa käytetään yleisesti sekä LA- että micro-Deval-arvon kombinaatiota. Eryisen tiukkoja lujuusvaatimuksia on asetettu nopean liikenteen radoille. Tierakenteen sitomattomien rakennekerrosten osalta LA-lukuvaatimus on yleisin.

6 Kiviaineksen hienontumisen tutkiminen

Tähän lukuun on kerätty kirjallisuudesta esimerkkejä kiviainesten lujuuden ja hienontumisen tutkimusmenetelmistä. Tutkimustavat on jaettu kolmeen ryhmään (laboratoriotutkimukset, kenttäolosuhteissa tehdyt tutkimukset ja mallintaminen), vaikka jotkut tutkimusesimerkit voitaisiin sijoittaa useampaankin ryhmään. Esimerkiksi mallintaminen liittyy usein joko laboratoriossa tehtyihin tutkimuksiin tai kenttähavaintoihin. Mallintaminen on kuitenkin käsitelty erikseen, koska yhtenä tämän kirjallisuusselvityksen tavoitteena oli syventyä teoreettisesti DEM-mallintamisen mahdollisuuksien tarkasteluun.

6.1 Kenttäolosuhteissa tehtävät tutkimukset

Kenttäolosuhteissa tapahtuva hienontumisen ja lujuusominaisuuksien tutkimus voi perustua rakenteista otettavien näytteiden analysointiin tai rakenteen ominaisuuksien tai käyttäytymisen monitorointiin erilaisilla mittausvälineillä. Kenttämittauksien tuloksia verrataan usein laboratoriossa tehtyihin testeihin, joilla on yritetty kokeellisesti mallintaa kenttäolosuhteita tietyillä rajoitetulla muuttujien määrällä.

Ratarakenteet

Radan tukikerroksen kiviaineksen lujuusominaisuudet ja hienontuminen ovat merkittävässä roolissa koko ratarakenteen käyttäytymisen kannalta, joten tutkimusta aiheesta on tehty kohtuullisen paljon. Tukikerroksen kiviaineksen rakeisuus on myös tukikerroksen käyttöiän määräävä tekijä. Suomessa tukikerroksen kiviaines uusitaan tai sepeli puhdistetaan, jos kiviaineksen hienoutta kuvaava rakeisuusluku eli 1, 8 ja 25 mm seulojen läpäisyprosenttien summa on suurempi kuin 90 (Ratahallintokeskus 2002). Käytännössä arviointi on perustunut rakenteesta otettujen näytteiden analysointiin. Viime vuosikymmenen aikana myös ainetta rikkomattomien menetelmien käyttö tukikerroksen laadun arvioinnissa on osoittautunut luotettavaksi menetelmäksi sepelin uusimis- ja puhdistustarpeen arvioinnissa, kuten esimerkiksi Silvast (2007–2013) ja Passi (2007) ovat todenneet.

Suomessa radan tukikerroksen ja muiden rakennekerrosten hienonemiseen liittyvää tutkimusta on tehty TTY:ssä eri tutkimushankkeissa, mutta varsinaisia kenttäolosuhteissa tehtyjä seurantatutkimuksia ei ole suuressa mittakaavassa tehty. Radalta on toki otettu näytteitä käyttöiältään erilaisista kiviaineksista ja rakenteita on monitoroitu esimerkiksi roudan seurantaa varten. Kenttäolosuhteissa tehtävä tutkimus vaatii pitkä aikavälin seurantaa, jota on Suomessa viime vuosina toteutettu vain roudan seurantapisteissä. Ainetta rikkomattomat menetelmät ovat tulevaisuudessa hyviä työkaluja myös kiviaineksen hienonemisen tutkimuksessa.

Kiviaineksen lujuusominaisuuksien korrelaatio kenttätutkimuksissa saatuihin tuloksiin on vaihtelevaa, Nurmikolun (2004) esittelemän kanadalaisen tutkimuksen mukaan kenttätutkimuksen tulosten ja Los Angeles -luvun välinen korrelaation on erittäin huono (0,07), kun taas rapautumisherkkyttä mittaavan testin tulokset korreloivat hyvin kenttäkokeissa arvioituun hienonemiseen. Raidesepelin hienonemista on tutkittu erityisesti silloin, kun on tarkoitus nostaa akselipainoa. Nurmikolun (2004) tekemässä kirjallisuusselvityksessä todetaan usean lähteen perusteella tukemisen

vaikuttavan merkittävästi raideseppelin hienontumiseen. Tukemisesta ja sen vaikutuksesta on käynnissä erillinen tutkimushanke TERA II tutkimusohjelmassa.

Seinäjohti-Oulu rataosalla toteutetussa erilaisten eristys- ja välikerrosten materiaalien kanttämittäkaavaisessa tiivistystutkimuksessa ei tutkittu hienonemista, mutta saatiin arvokasta tietoa tiivistysmenetelmistä ja tiivistetyn kerroksen laadunvalvontamenetelmistä. Myös tutkimuksessa havaittu kalliomurskerakenteiden pinnan merkittävä lajittuminen osoitti materiaalearakeiden hioutuvan toisiaan vasten tiivistyön aikana, mikä luonnollisesti voi jatkua myös liikennekuorman vaikutuksesta. (Kalliainen et al. 2011) Jatkossa näiden hyvin dokumentoitujen koerakenteiden seuraaminen voisi tuottaa lisätietoa erilaisten materiaalien hienontumisesta.

Tierakenteet

Tierakenteiden hienonemiseen liittyviä kanttätutkimuksia on tehty vähemmän kuin ratarakenteissa, mutta toisaalta kanttäolosuhteissa tapahtuva muodonmuutosten tai jäykkyyden mittaaminen on välillisesti mitannut myös materiaalin ominaisuuksia. Nurmi-kolon (2004) referoimassa Tielaitoksen 1990-luvun alkupuolen tutkimuksessa selvitettiin tärytiivistyksen vaikutusta hienonemiseen, tutkimuksessa kuitenkin todettiin, että kanttäkoeksessa tiivistyksen jälkeen tutkittujen näytteiden hajonta oli niin suuri, että hienonemista ei pystytty arvioimaan.

Loweryn ja Zeghalin (2002) tutkimuksessa pyrittiin etsimään vastaus siihen vastaavako laboratoriossa ja kanttäolosuhteissa tehtyt tiivistymistestit toisiaan. Erityisesti verrattiin laboratoriossa ja kanttäolosuhteissa tiivistettyjen materiaalien raekokojakautumien muutosta. Tutkimuksen tuloksena todettiin isompien rakeiden rikkoutuvan tiivistyksen aikana sekä laboratoriossa että kanttäolosuhteissa. Hienorakeista materiaalia (< 1,18 mm) syntyi selvästi vähemmän laboratorio-olosuhteissa kuin kanttällä tiivistettäessä. (Lowery, Zeghal 2002)

Zeghalin vuonna 2009 julkaistussa tutkimuksessa kerättiin testinäytteitä rakenteista ja materiaaleista ennen tiivistämistä (10 tonnin teräsyrä) rakenteeseen. Materiaaleista tutkittiin luonnollisesti rakeisuus ja lujuusominaisuuksia arvioitiin micro-Deval-testillä (ASTM D6928). Jäykkyyshmoduulit määritettiin mittaamalla pysyvä muodonmuutos dynaamisessa kuormituksessa. Tutkimuksen mukaan materiaali hienontuu tiivistyksessä, erityisesti 4,75 mm suuremmat rakeet rikkoutuvat siten, että <0,297 mm materiaalin määrä lisääntyi. Rakeiden rikkoutuminen ja hienontuminen näkyi jäykkyyshmoduulin muutoksena siten, että jäykkyyshmoduuli pieneni lähes 50 % ja pysyvät muodonmuutokset lisääntyivät 113–291 %. (Zeghal 2009)

Materiaalin hienonemisen vaikutusta rakenteen käyttäytymiseen on tutkittu Suomessa Kallion (2003) tekemässä tutkimuksessa. Tutkimuksen mukaan tärkein kantavan kerroksen käyttöikään vaikuttava tekijä on käytetyn murskeen hienoainespitoisuus, tutkimuksen mukaan kalliomurskeen hienoainespitoisuus ei saisi ylittää 6 %. Tutkimuksia tehtiin 25 koetieltä 59 tutkimuspisteestä. Raportista ei kuitenkaan käy ilmi millaisia lujuuskokeiden tuloksia oli saatu, vaikka niitä mainitaan tehdyn. (Kallio 2003)

6.2 Laboratoriotutkimukset

Laboratoriossa tehtyjä hienontumiseen, kestävyYTEEN ja lujuuteen liittyviä tutkimuksia löytyi kirjallisuudesta melko paljon. Tutkimukset voidaan jakaa kahteen ryhmään:

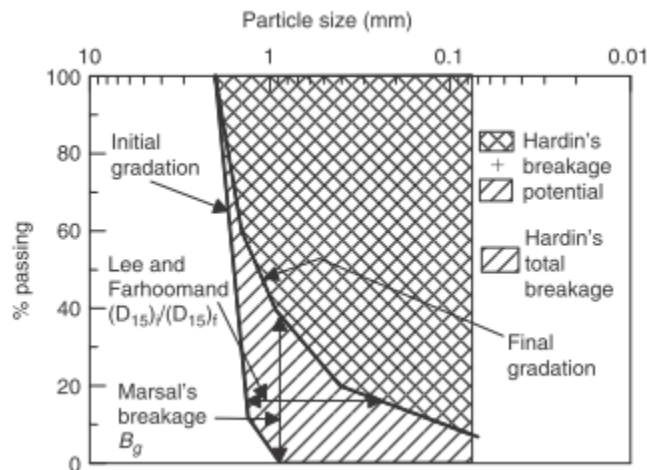
- I osittain tai kokonaan standardoituihin menettelytapoihin perustuvat testit kuten lujuustestit ja kolmiakksiaalikokeet ja näiden tulosten keskinäinen vertaaminen tai selittäminen esimerkiksi jonkun muun mittausmenetelmän tulosten avulla.
- II Erilaiset rakenteita mallintavat laitteistot, joita voidaan kutsua laatikko (box) kokeiksi, kokeissa materiaalia kuormitetaan liikennekuormitusta mallintavilla tavoilla laboratorio-olosuhteissa.

I Standarditestit hienontumisen mittarina

Kiviaineksen lujuusominaisuuksia mittaavien laboratoriotestien tuloksien keskinäistä vertailua on käsitelty luvussa 3. Laboratoriotestien tuloksia on verrattu kenttämittauksiin tai tutkimuksissa käytettyjä materiaaleja on kerätty kenttäolosuhteista ja näin ollen tutkimukset voitaisiin luokitella myös lukuun 6.1 kuuluviksi. Usein laboratoriotestejä on pyritty mallintamaan erilaisilla mallinnusohjelmistoilla, joten osa tarkasteluista voisi kuulua lukuun 6.3. Lähtökohtaisesti kuitenkin kaikessa lujuuteen liittyvässä tutkimuksessa on valittava joku referenssiominaisuus, jonka mittaaminen voidaan tehdä toistettavasti ja ensisijaisesti standardimenettelyn mukaan.

Kivien rikkoutuminen ja hienontuminen liittyy luonnollisesti kivien murskaustekniikkaan esimerkiksi Bohloli ja Hoven (2007) ovat tutkimuksessaan päätyneet siihen, että mitä suurempi Brasilian kokeella määritetty kiven vetolujuus on, sitä enemmän murskausprosessissa syntyy hienoaainesta. Saatua tulosta on selitetty testinäytteen särkymisen jälkeisellä lujien kivien suuremmalla ja pitkäkestoisemmalla jälkikuormituksella. Tarkkaa syytä sille, miksi vetolujuudeltaan paremmista kivistä syntyi enemmän hienoaainesta, ei kuitenkaan pystytty selvittämään. (Bohloli, Hoven 2007)

Kiviainesrakeiden särkymistä on tutkittu kokeellisesti ja useat tutkijat ovat kehittäneet joko yksittäisen rakeen koon tai materiaalin raekokajakautuman muutokseen perustuvia hienontumisindeksejä. Indekseinä on käytetty muun muassa kolmiakksiaalikokeen jälkeen määritettyjä raekokoparametreja, kuten tiettyä läpäisyprosenttia vastaavan raekoon muutosta tai raekokajakautumaan perustuvan laskennallisen pinta-alan muutoksia. Erilaisia indeksejä on havainnollistettu kuvassa 28.



Kuva 28. Rakeiden rikkoutumista kuvaavia raekokojakautuman muutokseen perustuvia hienontumisindeksejä. (Indraratna, Salim & Rujikiatkamjorn 2011)

Rakeiden rikkoutumista staattisissa kolmiaksiaalikoeteissa on mallinnettu analyttisesti Indraratnan ja Salimin vuonna 2002 julkaistussa tutkimuksessa. Tutkimusmateriaali oli hienorakeista basalttia, jonka LA-luku oli 15. LA-luku on määritetty australialaisen standardin mukaan, standardi perustuu ASTM-standardiin C131, joten testi on nähtävästi tehty lajitteesta 9,5/19 mm. Kolmiaksiaalikoeteissa käytetty materiaali oli rakeisuudeltaan 19/53 mm ja se hienoni kokeessa pääosin rakeiden keskinäisen hioutumisen johdosta, koska mitään merkkejä varsinaisesta rakeiden murtumisesta ei koekiden jälkeen havaittu. Tutkimuksen johtopäätöksenä todetaan rakeiden rikkoutumisen lisääntyvän sellipaineen kasvaessa ja suurimpien rakeiden rikkoutuvan helpommin. Tutkijoiden käsityksen mukaan staattinen kolmiaksiaalikoete ja kehitetty analyttinen rikkoutumisen malli toimivat lähtökohtana syklisen kolmiaksiaalikoeten mallinnukselle, joita on referoitu seuraavissa kappaleissa. (Indraratna, Salim 2002)

Indraratna on tutkimusryhmineen useissa eri tutkimuksissa testannut materiaalin hienontumista muun muassa kolmiaksiaalikoeteissa ja muissa lujuustesteissä. Tutkimuksissa on kehitetty empiiriseen tutkimukseen perustuvia malleja materiaalien käyttäytymiseen ja hienontumiseen. Tärkein raidesepelin rikkoutumiseen vaikuttavana tekijänä on heidän mukaansa yksittäisten kiviainesrakeiden lujuus. Tosin muutkin tekijät kuten kuormituksen kesto ja taajuus, toistumiskerrat, kiviaineksen tiheys, rakeiden kulmikkuus, paine ja kyllästysaste vaikuttavat rikkoutumiseen. Myös materiaalin alkuperäisellä raekokojakautumalla on luonnollisesti merkitystä ja se vaikuttaa erityisesti partikkeleiden välisten kontaktipisteiden määrään. (Indraratna, Salim & Rujikiatkamjorn 2011)

Kuormitusolosuhteet vaikuttavat myös rakenteessa tapahtuviin muodonmuutoksiin ja kiviaineksen hajoamiseen. Myös kuormituskertojen määrän on havaittu vaikuttavan niin raidesepelin kuin muiden rakeisten kiviainesmateriaalien palautumattomiin muodonmuutoksiin. Kiviainesrakeiden hajoamiseen vaikuttavista geoteknisistä tekijöistä kuitenkin tärkeimpinä voidaan pitää jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä ja lujuutta sekä tilavuuden muutosta. Lisäksi rakeiden rikkoutuminen aiheuttaa vedenläpäisevyyden ja huokospaineen muutoksia. (Indraratna, Salim & Rujikiatkamjorn 2011)

Esimerkiksi suurimittakaavaisten kolmiaksiaalikokeiden perusteella on luotu elasto-plastinen malli. raideseppelin käyttäytyminen syklisen kuormituksen alla voidaan jakaa kolmeen erilaiseen vaiheeseen 1) epästabiili laajeneva hajoamisalue 2) optimi hajoamisalue ja 3) puristuva stabiili hajoamisalue. Nämä alueet voidaan luokitella sellipaineen perusteella seuraavasti 1) $\sigma_3 < 30$ kPa, 2) $30 \text{ kPa} < \sigma_3 < 75$ kPa ja 3) $\sigma_3 > 75$ kPa. Lukuarvoihin vaikuttavat kuitenkin aina merkittävästi pääjännityseron maksimi ja staattinen maksimivoima. Tutkijat ovat luoneet mallin sekä staattiselle että dynaamiselle kuormitukselle. Tutkijoiden mukaan sellipaineen ja hajoamisindeksin välinen yhteys on kuitenkin selkeä. (Indraratna, Salim & Rujikiatkamjorn 2011)

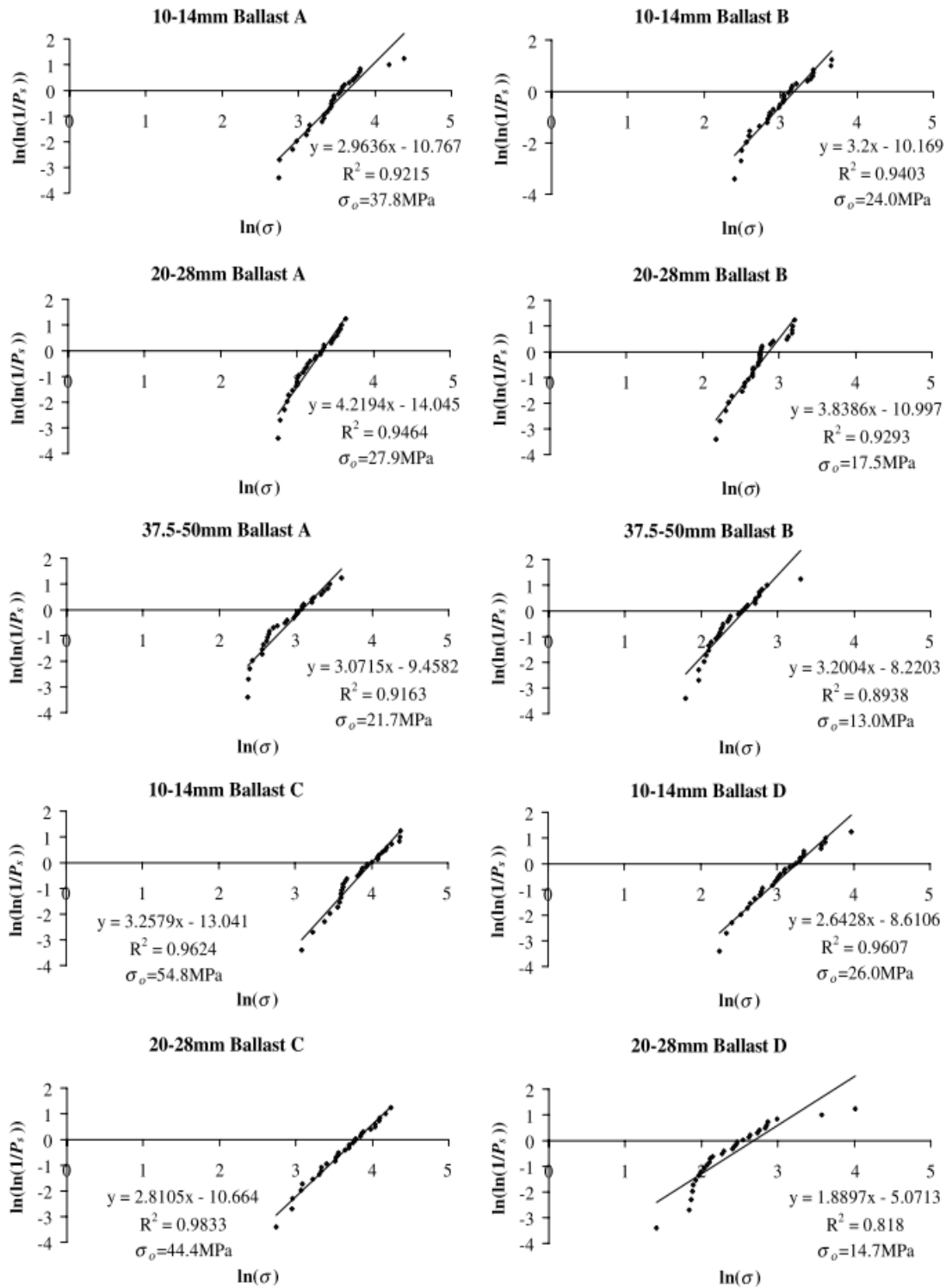
Syklisiä kolmiaksiaalikokeita on käytetty useissa tutkimuksissa ja koetuloksista on kehitetty muun muassa erilaisia hienontumisindeksejä. Useissa tutkimuksissa on todettu syklisen kuormituksen tiivistysvaikutus, vaikka jännitystasot olisivat lähellä materiaalin murtolujuutta. (Indraratna et al. 2012, Indraratna, Vinod & Lackenby 2009, Sevi, Ge 2012, Suiker, Selig & Frenkel 2005). Syklisiä kolmiaksiaalikokeita on käytetty kuvaamaan erityisesti raideseppelin hienontumista sekä liikennekuormituksessa että tukikerroksen tukemisen vaikutuksesta. Erityisesti raideseppelin hienontumisen piirteitä ja malleja on kuvattu lähteessä (Indraratna, Salim & Rujikiatkamjorn 2011), selvitys perustuu Wollongongin yliopistossa tehtyihin tutkimuksiin ja siellä käytettyihin menetelmiin.

Edellä esitetyt kiviaineksen hienontumiseen perustuvat rikkoutumisindeksit perustuvat yleensä paikallisten kivilajien tutkimukseen eikä niitä näin ollen voida suoraan soveltaa esimerkiksi suomalaiselle kiviainekselle, joka voi olla lujuusominaisuuksiltaan huomattavastikin parempaa. Valitettavasti myös esimerkiksi materiaalin lujuuskokeet on tehty joissakin tutkimuksissa eri lajitteesta kuin hienontumista kuvaavat testit tai lujuustestausta ei ole tehty lainkaan, joten vertailu kiviaineksen laadun osalta on vaikeaa. Yleensä suomalaiset kiviainekset eivät hienone kolmiaksiaalikokeissa käytetyn kuormituksen vaikutuksesta. Edellä esitettyihin Indraratnan johdolla tehtyihin tutkimuksiin liittyy myös toinen merkittävä tulkintaa ja käytäntöön sovellettavuutta vaikeuttava seikka: kolmiaksiaalikokeessa vakiona pysyvä pääjännityssuunta ei vastaa liikennekuormituksen aiheuttamaa pääjännityssuuntien kiertoa.

Sevin ja Gen (2012) tutkimuksessa tehtiin syklisiä kolmiaksiaalikokeita (ensin monotonisia, joilla selvitetty syklisissä kokeissa käytettävät jännitystasot). Kokeissa on selvitetty erityisesti raemuodon ja raekokojakautuman merkitystä rakeisen materiaalin käyttäytymisessä, mikä korostaa myös suhteellisen tiheyden merkityksellisyyttä materiaalien syklisessä käyttäytymisessä. Tutkimuksessa käytettiin tummaa pienirakeista syväkiveä, jonka kovuus oli 7 Mohsin asteikolla ja LA-luku 17, nähtävästi lujuus on määritetty ASTM-standardin mukaan. Tutkimuksessa kiviainesta hienonnettiin tarkoituksellisesti ja määritettiin muodonmuutosominaisuuksia erilaisilla raekokojakautumilla. Kiviaineksen hienontumista kolmiaksiaalikokeen aikana ei tutkittu. (Sevi, Ge 2012)

Raideseppelin hienontumista on tutkittu yksittäisten rakeiden ominaisuuksien avulla, esimerkiksi Lim et al (2004) esittelevät artikkelissaan perinteisiä empiirisiä lujuustestejä (Los Angeles ja micro-Deval) korvaavan menetelmän raideseppelin hienontumisen arviointiin. Perusteluna uudelle menetelmälle on tutkijoiden mielestä se toiseikka, että raideseppelirakeet käyttäytyvät rakenteessa kuormituksen vaikutuksesta aivan eri tavalla kuin testauslaitteissa. Lim et al (2004) esittävät menetelmäksi yksittäisten raideseppelirakeiden murskaustestiä. Tutkimuksessa jaettiin sepeli kolmeen lajitteeseen (10/14 mm, 20/28 mm ja 37,5/50 mm) ja jokaisesta lajitteesta testattiin

30 yksittäistä raetta. Tuloksista laskettiin vetolujuus jokaiselle rakeelle yksinkertaisesti jakamalla maksimimurtokuorma raekoon neliöllä. Tämän jälkeen vetolujuustulokset järjestettiin todennäköisyyden mukaan järjestykseen siten, että pienimmän vetolujuuden omaavan rakeen todennäköisyys säilyä ehjänä on $1/31$ ja suurimman vetolujuuden omaava rae säilyy ehjänä $30/31$ todennäköisyydellä. Weibullin moduuli m saatiin sovittamalla saadut tulokset kuvan 29 mukaiseen koordinaatistoon, m on suoran kulmakerroin ja σ_0 on sovitetun suoran ja y-akselin leikkauspisteestä laskettu arvo. Tulosten perusteella voitiin päätellä, että rakeiden koko vaikuttaa saatuun vetolujuuden arvoon, siten että pienemmillä rakeilla on suurempi lujuus. Tuloksista voitiin havaita, että raekoon vaikutus ei kuitenkaan ole aina samanlainen vaan kivilajityyppi vaikuttaa tulosten järjestykseen. Tulosten perusteella homogeenisin ja isotrooppisin materiaali käyttäytyy lujuuden ja raekoon suhteen lineaarisimmin. Myös rakeiden pintaominaisuudet kuten raemuoto vaikuttivat tuloksiin. (Lim, McDowell & Collop 2004)



Kuva 29. Weibull-jakautumalla lasketut vetolujuuden arvot erilaisissa raekoko-luokissa. Sepelit A, C ja D ovat granodioriittejä ja sepeli B on graniitti. (Lim, McDowell & Collop 2004)

Tierakenteen sitomattomissa rakennekerroksissa käytettävän kiviaineksen hienontumista on tutkittu useissa selvityksissä jäykkyysmoduulin muutoksen avulla. Zeghalin (2004) tutkimuksessa mallinnettiin kolmiakσιαalikokeita DEM-menetelmällä ja todettiin menetelmän soveltuvan hyvin kokeen mallintamiseen. Mallinnuksen tuloksena saatu jäykkyysmoduulin vastasi kokeellisesti määritettyjä arvoja. (Zeghal 2004)

Lekarp et al (2000a) ovat koonneet kirjallisuuden perusteella ”state of art”-artikkelin rakeisen materiaalin muodonmuutoskäyttäytymisestä, jonka johtopäätöksissä on todettu seuraavaa: Sitomaton rakeinen materiaali käyttäytyy kompleksisesti ja elastoplastisesti toistuvan kuormituksen alaisena. Ilmiötä on tutkittu enimmäkseen makroskooppisella tasolla, joten ilmiön täydelliseen ymmärtämiseen on vielä matkaa. Joistakin rakeisen materiaalin käyttäytymiseen vaikuttavista parametreista ollaan yksimielisiä, mutta joidenkin materiaaliparametrien vaikutuksista on saatu täysin vastakkaisia tuloksia. Kirjallisuuden perusteella muodonmuutosmoduuliin ja Poissonin lukuun vaikuttavat jännitystila, tiheys, rakeisuus, maksimiraekoko, kiviainestyyppi, partikkelien raemuoto, kosteuspitoisuus, jännityshistoria ja kuormituskertojen lukumäärä. Rakeisen materiaalin mallintamisesta tehdyissä tutkimuksissa on kehitetty useita tiettyyn testiaineistoon sopivia matemaattisia ratkaisuja, mikä kuvastaa muodonmuutoskäyttäytymisen kompleksisuutta ja mallinnuksen haastavuutta. Yleisiä riittävän pätevään teoreettiseen taustaan perustuvia malleja ei ollut vuonna 2000 kehitetty. (LeKarp, Isacsson & Dawson 2000a; Lekarp, Isacsson & Dawson 2000b)

Tolppanen on tutkinut väitöskirjassaan raidesepelin kulumista Los Angeles -testissä mittaamalla 3D-laserskannauksen avulla rakeiden muotoa testin eri vaiheissa ja todennut, että skannauksen avulla voidaan kuvata materiaalin kulumista LA-kokeessa. Tutkimuksessa oli mukana seitsemän eri kivilajia. Tolppanen (2001) määrittelee kulumisindeksin (DI) maksimiraekoon ja pinnan karkeuden muutoksen avulla siten, että pienempi indeksi kuvaa pienempää hienontumista. (Tolppanen, Stephansson & Stenlid 2002; Tolppanen 2001)

Uthusin (2007) väitöstutkimuksessa on tutkittu norjalaista gneissia (Askoy) ja erittäin kiillepitoista ruotsalaista gneissia. Materiaaleja on karakterisoitu useilla sekä perinteisillä perusmenetelmillä että uudemmillä menetelmillä, muun muassa raemuoto on määritetty kuva-analyysillä Illinoisin yliopistossa. Tutkimuksen tavoitteena oli tutkia raemuodon ja rakeisuuden vaikutusta deformaatioherkkyyteen syklisissä kolmiakσιαalikokeissa. Materiaalinäytteitä on otettu eri murskausvaiheista, jotta on saatu aikaan raemuodoltaan erilaisia materiaaleja. Tutkimuksen tuloksena on todettu muun muassa, että kapealajitteinen tai sekarakeinen materiaali deformoituvat lähes samalla tavalla, vaikka deformaatioon vaikuttaa kuitenkin raekoon ja -muodon lisäksi myös kiviaineksen mekaaninen lujuus. Pyöristetyistä kiviainesrakeista tehtyä kolmiakσιαalikoetta (kuva 30) on mallinnettu DEM-menetelmällä Illinoisin yliopistossa kehitetyllä BLOKS-ohjelmistolla. Rakeiden pyöristämisellä on pyritty poistamaan raemuodon ja mallin välinen epäsuhta. Mallinnuksen tulokset eivät kuitenkaan aivan samanlaisia kuin koetulokset, koska mallissa ei voida ottaa huomioon esimerkiksi kiven anisotropiaa. (Uthus 2007)



Kuva 30. Uthusin käyttämät pyörästetyt kiviainesrakeet kolmiakksiaalikoikeessa (Uthus 2007)

Nurmikolon ja Kolisojan (2010) tutkimuksessa tutkittiin sepelinpuhdistuksen vaikutusta raidesepelin ominaisuuksiin sekä kolmiakksiaalikoikeilla että lujuustesteillä. Tutkimuksen näytteet kerättiin Suomen rataverkolta. Tutkimuksen tuloksena todettiin, että lujuudeltaan parempi täydennyssepele ei systemaattisesti kiihdyttänyt lujuudeltaan heikomman rataa palautetun sepelin hienonemista. Tutkimuksessa tehtiin lujuuskokeita käyttämällä testinäytteissä erilaisia määriä uutta täydennyssepeleä. Tutkimusaineistona oli yksi täydennyssepele, jota lisättiin lujuudeltaan erilaisiin radalta kerättyihin sepelinäytteisiin, seoksista mitattiin LA- ja MD-arvot. Tulokset olivat kuitenkin osittain ristiriitaisia, koska osassa tutkituista seoksista materiaalin hienoneminen lisääntyi ja osassa hienoneminen väheni. (Nurmikolu, Kolisoja 2010)

Sykliellä kolmiakksiaalikoikeella (näytteen halkaisija 300 mm ja pituus 610 mm) on tutkittu raidesepelin likaantumisen kehittymistä ja sen vaikutuksia sepelin muodonmuutoskäyttäytymiseen. Testattu uusi raidesepeli koostui graniitista ja ryoliitista, vertailumateriaalina käytettiin kierrätettyä likaantunutta dolomiittista sepeleä. Sepeleä liattiin mineraalisella aineksella, hiilellä ja savella. Raidesepelin likaantumista kuvattiin likaantumisindeksillä FI, joka määritettiin raekokojakautumasta $< 4,75$ mm ja $< 0,075$ mm rakeiden massan summana, joka ilmaistiin myös tilavuutena kertomalla lukuarvo sepelin ja likaavan aineen kiintotiheyksien suhteella. Kuormituskokeissa käytettiin 90 kPa sellipainetta ja 300 kPa syklistä kuormaa 5 Hz taajuudella (vastaa kenttämittausten mukaan 64 km/h kulkevaa tavarajunaa). Kuormitusta toistettiin $2 \cdot 10^5$ kertaa. Kolmiakksiaalikoikeiden aikana tapahtui rakeiden hienontumista vain $< 0,5$ %, joten kokeissa ei ollut mahdollista arvioida hienontumisen aiheuttaman sepelin tiheyden muuttumisen vaikutusta. Tutkimuksen tuloksena todettiin, että materiaali tiivistyy eli muodonmuutokset kasvavat tasaisesti ensimmäisten 10^4 kuormituskerran aikana. Tämän jälkeen likaantumisen vaikutus alkaa näkyä merkittävänä muutoksena muodonmuutosten kasvunopeudessa. Vesipitoisuus ja likaantumisen aste vaikuttivat eniten sekä hiilellä että mineraalisella aineksella likaantuneen sepelin muodonmuutoksiin siten, että vesipitoisuuden ja likaantumisasteen kasvaessa plastisten muodonmuutosten kertymisnopeus kasvoi. Plastisten muodonmuutosten ker-

tymisen merkittävin mekanismi on kirjoittajien mukaan hienon aineksen kertyminen rakeiden kontaktipisteisiin. (Ebrahimi, Tinjum, & Edil 2014)

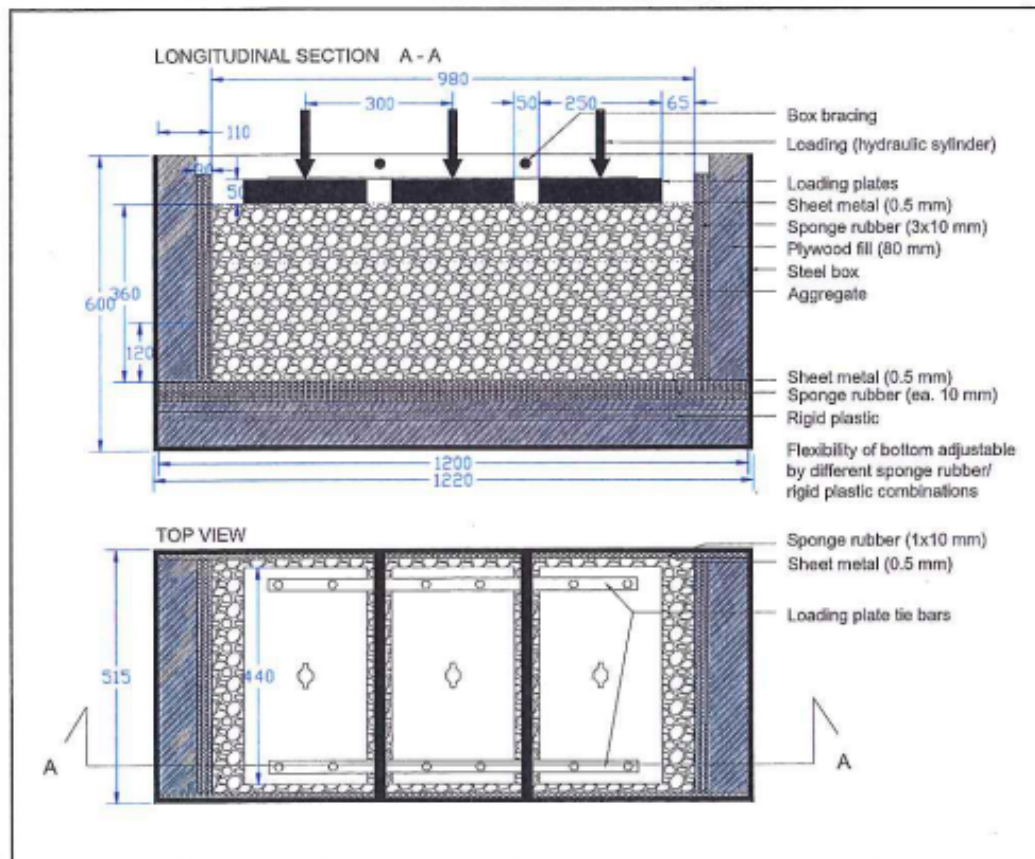
Edellä esitettyjen kiviainesrakeiden särkymiseen ja hienontumiseen perustuvia kokeelliseen tutkimukseen perustuvia teorioita on syytä aina tarkastella myös tutkimuksessa käytettyjen kivilajien näkökulmasta. Esimerkiksi Varadarajan et al. (2003) ovat tutkineet intialaisia sedimentti- ja metamorfisia kiviaineita, joiden lujuusominaisuudet on määritetty heidän omien standardimenetelmiensä mukaan. Tutkimuksen perusteella on kehitetty elastoplastinen malli kuvaamaan materiaalin käyttäytymistä. Heidän tutkimukseensa valitut materiaalit käyttäytyvät osittain päinvastaisesti keskenään. Materiaalin raekoko vaikutti alluviaaliseen (tulvamuodostuma) kiviainekseen kitkakulmaan siten, että kitkakulma suureni raekoon kasvaessa, kun taas toinen tutkimuksessa käytetty murskattu metamorfinen kiviaines käyttäytyi kokeissa päinvastoin eli kitkakulma pieneni raekoon kasvaessa. Tutkimuksessa rakeiden särkymistä on arvioitu kiviaineksen koko raekokajakautuman muutokseen perustuvalla hajoamisindeksillä, joka suurenee kiviaineksen maksimiraekoon ja sellipaineen suurentuessa. (Varadarajan et al. 2003)

Kiviaineksen kestävyys ja käyttöikä rakenteessa vaikuttavat prosessit voidaan jakaa neljään pääryhmään: geologiset prosessit, tuotantoprosessit sekä louhoksella että varastossa, rakentamisprosessi ja käytön aikaiset prosessit. Näin ollen kiven lujuusominaisuuksien lisäksi käyttöikä tarkasteluissa on tutkittava esimerkiksi myös muita kestävyys vaikuttavia tekijöitä ja käytettävä esimerkiksi rapautumista ennakoivia testausmenetelmiä. Yksikään testi ei näin ollen yksinään pysty antamaan absoluuttista ennustetta kiviaineksen kestävydestä rakenteessa, mutta useampien mekaanisten ja fysikaalisten testien kombinaatiolla voidaan tarkentaa ennustetta. Useissa tutkimuksissa eräänä tärkeänä kiviaineksen rakenteen ja koostumuksen lisäksi käyttöikä vaikuttavana tekijänä on pidetty geologisia tekijöitä kuten kiviaineksen alkuperäistä rapautumisastetta, joka voidaan selvittää esimerkiksi petrografisen kuvauksen avulla. Petrografinen kuvaus on yleensä geologin tekemä sanallinen kuvaus, mutta siihen voidaan liittää myös erilaisia numeerisia indeksejä esimerkiksi pehmeiden ja kovien mineraalien suhteellisesta osuudesta. Myös välillisesti rapautumistilaa kuvaava veden imeytymistesti on eräänlainen seulontatesti, jonka avulla voidaan ennakoida kiviaineksen rapautumisherkkyyttä. Fookes, Gourley ja Ohikere (1988) toteavat artikkelissaan, että rapautumisasteen lisäksi muita kiviaineksen kestävyys vaikuttavasti vaikuttavia tekijöitä ovat murskeen tuotantoprosessi ja sitä seuraava rakentamisprosessi, joissa väärin toimimalla voidaan heikentää kiviaineksen kestävyttä. Luonnollisesti käyttöikä aikaiset kuormitukset ovat neljäs merkittävä tekijä. Vuonna 1988 julkaistussa tutkimuksessa edellä mainitut kirjoittajat ovat testanneet Isossa-Britanniassa maarakentamisessa käytettäviä kiviaineita useilla erilaisilla testausmenetelmillä. Koska yksittäinen testi ei pysty kuvaamaan kaikkia kiviaineksen kestävyys liittyviä tekijöitä, on päädytty esittämään erilaisia useamman menetelmän tuloksista koostuvia indeksejä. Esimerkkinä mainittakoon staattinen kestävyysindeksi RDI_s , johon vaikuttavat pistekuormitusindeksi, rapautumistestinä käytetyn magnesiumsulfaattitestin tulos, vedenimeytyminen ja kiintotiheys. Vastaavasti niin kutsuttu dynaaminen kestävyysindeksi RDI_d lasketaan hioutuvuuskokeen, vedenimeytymisen ja kiintotiheyden avulla. (Fookes, Gourley & Ohikere 1988)

Laatikkokokeet (box-testit)

Niin kutsutut laatikkokokeet ovat seuraava askel standardimuotoisista laboratorio-kokeista todellisen rakenteen mallintamisen suuntaan. Useat tutkijat ovat rakentaneet omia koejärjestelyitä, joilla on pyritty mallintamaan liikennekuormituksen aiheuttamaa hienontumista hallituissa olosuhteissa. Kokeellisen tutkimuksen haasteina ovat mittakaavatekijöiden lisäksi todellisia olosuhteita vastaavan kuormituksen järjestelyt, koska esimerkiksi ympäristöolosuhteiden muutoksia on laboratorio-olosuhteissa hankala toteuttaa. Nurmikolun (2004) tekemässä kirjallisuusselvityksessä on referoitu tarkemmin erilaisia koejärjestelyjä.

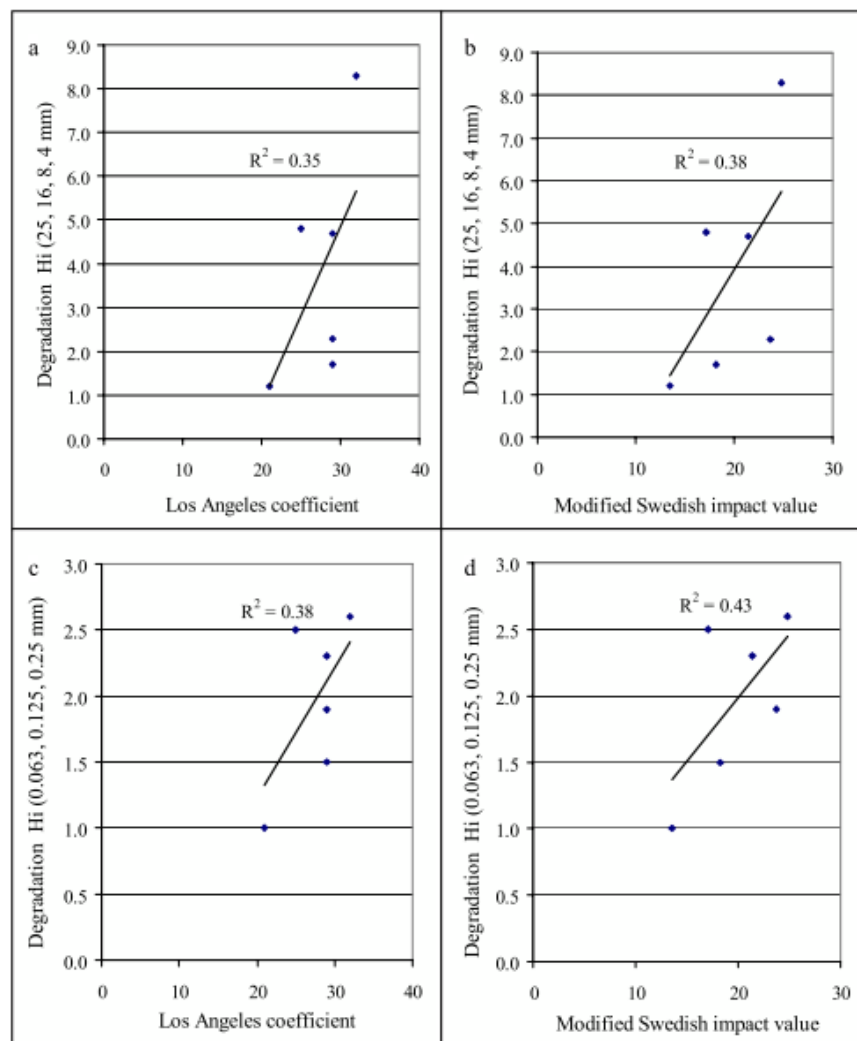
Kreikkalaisessa tutkimuksessa on tehty laboratoriokokeita raidesepelillä ja erilaisilla koejärjestelyillä, tutkimuksen tavoitteena oli selvittää tukikerroksen jännitysmuodonmuutosominaisuuksia ja niiden vaikutusta radan geometriaan. Pulssimaisessa kuormituskokeessa sylinterin muotoiseen laminaattiputkeen tiivistettyä sepeliä kuormitettiin miljoonalla syklillä kahdella erikokoisella teräslevyllä 4 Hz taajuudella. Samoja materiaaleja kuormitettiin myös syklisesti 2,5–80 kN kuomalla 50 Hz taajuudella 50 tunnin ajan. Itävallassa tehdyissä laboratoriokokeissa määritettiin sepelin petrografia ja lujuusominaisuudet, tutkitun materiaalin LA-luku oli keskimäärin 25 ja micro-Deval-arvo keskimäärin 15. LA- ja MD-lukujen avulla määritettiin niin kutsuttu kokonaislujuusindeksi nomogrammin avulla. Lisäksi tehtiin kokeita tukikerroksen simulointilaitteella Grazin yliopistossa. Simulointilaitteessa testattiin erilaisia pölkkytyyppejä erilaisilla toistokuormituksilla. Tutkimuksessa on laskettu teoreettisesti tukikerroksessa esiintyvä keskimääräinen jännitys erilaisilla pohjasuhteilla. Kirjoittaja esittää laskelmiensa tuloksena, että pölkkytyyppi ei vaikuta tukikerroksen jännitystilaan, mikä on ainakin osittain päinvastainen tulos muualla tehtyihin tutkimuksiin verrattuna. Tekstistä ei oikein käy selville miten kuormituskokeiden testituloksia on hyödynnetty, johtopäätökset perustuvat kuitenkin teoreettisiin laskelmiin. (Giannakos 2010)



Kuva 31. Nurmikolun väitöskirjassa käytetyn koelaitteiston periaatekuva. (Nurmikolu 2005)

Suomessa ratarakenteiden tutkimisen merkittävin kokeellinen työ on tehty Nurmikolun (2005) väitöstudkimuksessa, jossa simuloitiin liikennekuormituksen vaikutusta kalliomurskeisiin. Nurmikolun (2005) koejärjestelyissä käytettiin syklisissä kuormituskokeissa kuvan 31 mukaista laatikkoa. Erityinen ero muihin vastaaviin junaliikennettä simuloiviin koejärjestelyihin oli se, että syklisen kuormituksen suuntaa muutettiin säännöllisesti. Kuormituskokeiden tuloksista Nurmikolu toteaa, että murskatun kiviaineksen raekokojakautuma vaikutti merkittävästi hienontumiseen siten, että jatkuvan rakeisuuden omaava materiaali hienoni enemmän kuin kapean lajittuneen raekokojakautuman omaava materiaali. Lujuusominaisuuksista iskunkestävyys korreloi kuivassa tilassa tehtyjen hienonemiskokeiden tulosten kanssa, kun taas vedellä kylästetyn tilan hienonemista kuvasi paremmin hiovan kulutuksen kesto mittavaa kuulamyllytesti (SFS-EN1097-9). (Nurmikolu 2005)

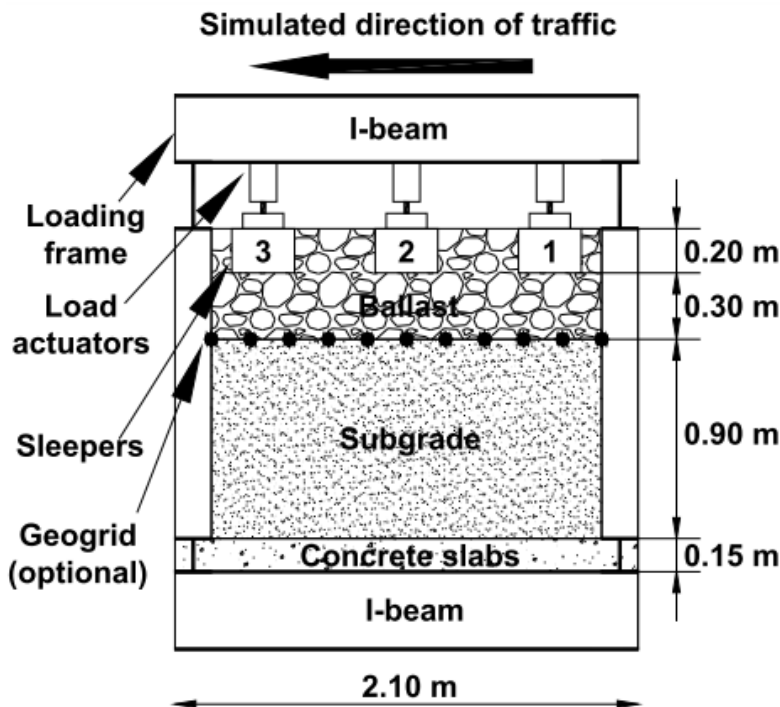
Laatikkokokeiden lisäksi Nurmikolu tutki myös koemateriaalien lujuusominaisuuksia. Kuvan 32 perusteella voidaan todeta, että lujuusominaisuuksien ja hienonemisen välillä on yhteys, aineisto on kuitenkin melko pieni ja lujuuskokeiden tulokset ovat hyvin kapealla alueella. Suunta näyttää olevan kuitenkin selkeä, eli mitä heikompi iskunkestävyys materiaalilla oli, sitä enemmän se hienoni kuormituskokeessa. (Nurmikolu 2005)



Kuva 32. Nurmikolun (2005) kokeellisen aineiston perusteella laskettujen hienontumisen ja iskunkestävyystestien välinen korrelaatio.

Aursudkij (2007) on tutkinut Nottinghamin yliopistossa tehdyssä väitöskirjassaan raidesepelin hienontumista laboratorio-olosuhteissa. Tutkimuksessa on tehty myös yksittäisten sepelirakeiden puristuslujuuskokeita. Laboratorioon on rakennettu kuvan 33 mukainen koejärjestely, jonka avulla on simuloitu myös tukemista ja sen vaikutusta hienonemiseen. Kun kokeen tuloksia verrattiin lujuustestien tuloksiin, voitiin todeta, että rakeiden rikkoutuminen lisääntyy Los Angeles ja micro-Deval-arvojen suuren tuessa. Tutkimuksessa käytettiin kahta graniittia ja yhtä kalkkikiveä. Graniittien LA-luvut olivat 9 ja 13, kun taas kalkkikivellä luku oli 20. Micro-Deval-arvot olivat vastaa vasti graniiteilla 6 ja 8 sekä kalkkikivellä 12. Lujuustestit tehtiin raidesepelilajitteesta 32/63 mm EN-standardien mukaan. Lisäksi tutkimuksessa on tehty suurimittakaavaisia monotonisia ja syklisiä kolmiakselialikokeita, joissa on mitattu aksiaalista siirtymää ja tilavuuden muutosta. Tutkimuksessa testattiin myös erilaisia tilavuuden muutoksen mittaamenetelmiä (kuva-analyysi ja ultraäänianturi), koska laitteiston oma mittaussanturi oli korjauksessa. Johtopäätöksissään tekijä esittää, että Los Angeles ja micro-Deval -testit ovat hyviä indeksikokeita, kun arvioidaan tukemisen aiheuttamaa hienontumista. Laboratoriomittakaavaisessa hienontumiskokeessa materiaali ei kuitenkaan hienontunut yhtä paljon kuin kenttäolosuhteissa. Pääjännitysten kasvaessa hienontuminen lisääntyi, vaikka sellipaine on sama. (Aursudkij 2007) Samalla koe-

järjestelyllä on myös kokeiltu rakeiden osittaista maalaamista, jotta voidaan tunnistaa hienontuneet rakeet myös kokeen jälkeen (Aursudkij, McDowell & Collop 2009).

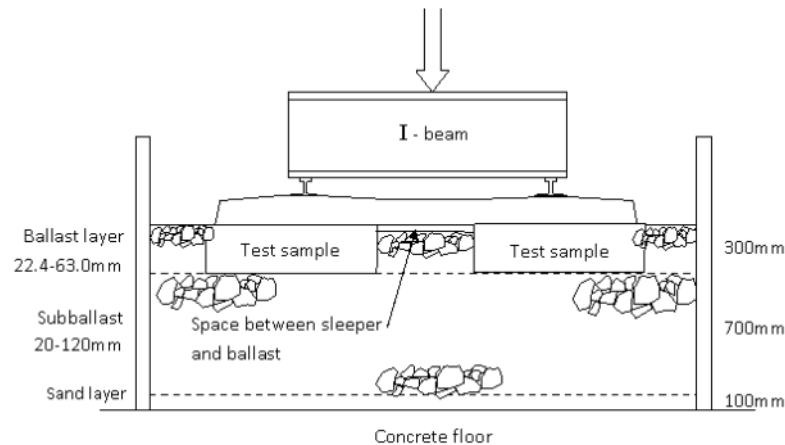


Kuva 33. Esimerkki koejärjestelystä, jolla on mallinnettu raidesepelin hienontumista. (Aursudkij 2007)

Quezada et al (2014) tutkimuksessa on tehty laboratoriossa tukikerrosta simuloivia laatikkokokeita ja mitanneet pystysuuntaisen kuormituksen aiheuttamia muodonmuutoksia. Tuloksia on verrattu erilaisiin analyttisiin malleihin ja löydetty yksi tuloksien kanssa yhteensopiva malli. Tutkimuksen tuloksena on todettu, että rakeisen materiaalin asettumisprosessiin vaikuttavat ensisijaisesti kuormituksen värähtelyn intensiteettiä ja alkuperäistä pakkaustilaa kuvaavat parametrit. Tutkimuksen tuloksena esitetään, että tarkastelutilan ja alkutilan välinen ajallinen ja kuormituksellinen etäisyys vaikuttaa rakenteen mekaaniseen tilaan kaikkein eniten, koska muodonmuutokseen vaikuttaa heidän analyttisessä mallissaan vain värähtelyn kiihtyvyyttä kuvaava parametri. Näin ollen tällä menetelmällä pitkän aikavälin muutosten ennustaminen olisi helpompaa kuin lyhyen aikavälin. (Quezada et al 2014)

Nälsundin (2014) tutkimuksessa on käytetty kuvan 34 mukaista rataa mallintavaa laitteistoa. Toistokuormitus vaihteli 5 ja 125 kN välillä siten, että kuormitus jakautui tasaisesti molemmille kiskoille, kuormitusyösklinä käytettiin 100 miljoonaa bruttotonnia. Näitä 100 miljoonan tonnin kuormituksia toistettiin neljä kertaa siten, että materiaali tuettiin toistokertojen välillä. Kuormitus vastasi 25 tonnin akselipainoa. Koejärjestelyssä pääjännitykset olivat koko ajan vakiosuuntaisia. Testejä tehtiin yhdeksälle erityyppiselle norjalaiselle kiviainekselle. Materiaalin käyttäytymistä tutkittiin raekokojakautuman muuttumisen avulla, tulosten mukaan 0/22,4 mm materiaali lisääntyi sepelilajitteessa 31,5/63 mm neljän miljoonan kuormituskerran jälkeen vain < 2 %. Toisin sanoen, vaikka testimateriaalien LA-luku vaihteli 15 ja 30 välillä, eri kiviainestyyppien hienontumisessa ei havaittu selkeitä tai merkittäviä eroja. LA-luvut määritettiin EN-standardien mukaisilla menetelmillä lajitteista 10/14 mm ja 31,5/50 mm. Tutkimuksessa tehtiin LA-testejä myös lisäämällä kolme litraa vettä LA-myllyyn, tu-

lokset ovat osittain ristiriitaisia, mutta pääsääntöisesti märissä olosuhteissa testattujen näytteiden LA-luku oli suurempi. Tutkimustulosten perusteella LA-kokeen tulokset korreloivat kuitenkin kosteana tehdyissä kolmiaksaalikokeissa havaitun rikkoutumisen kanssa (0/22,4 mm lajitteen määrä), jopa siten, että lajitteesta 10/14 mm tehty LA-testin tulos korreloi paremmin. Laatikkokokeiden tulokset korreloivat kohdullisesti märkänä tehtyjen LA-testien tulosten kanssa. Laatikkokokeiden tulosten perusteella todettiin, että sepelin keskimääräisen raekoon (D_{50}) kasvu lisäsi rikkoutumista. (Nålsund 2014)



Kuva 34. Nålsundin tutkimuksessa (2014) käytetyn hienontumisen tutkimiseen tarkoitetun testilaitteiston poikkileikkaus. Laatikon ulkomitat olivat 3*1,5 m.

Passin (2007) tutkimuksessa kokeiltiin maatulokan toimivuutta kahdessa erilaisessa keinotekoisesti rakennetussa tukikerrosrakenteessa. Tutkimuksessa todettiin muun muassa hienoainespitoisuuden vaikuttavan merkittävästi maatulokasignaalin vaimeenemiseen rakenteessa. Hienontumisen arviointiin kehitettiin maatulokasignaaliin perustuva hienontumisindeksi, jonka avulla maatulokatuloksia verrattiin rakeisuusnäytteiden tuloksiin. (Passi 2007)

Laboratoriotutkimusten haasteena ovat osittain samat asiat kuin kenttäkokeissakin eli näytteiden määrän tulisi olla suhteettoman suuri, jotta päästäisiin riittäviin toistettavuuden keskihajontoihin. Laboratoriotestien mittausepävarmuutta ei ole yleensä edes laskettu eikä ilmoitettu. Heterogeeninen kiviainesmateriaali johtaa usein ristiriitaisiin tuloksiin, joille on haastavaa löytää selityksiä, koska kiviaines ei käyttäydy isotrooppisesti tai lineaarisesti.

6.3 DEM-mallinnus

Edellä esitetystä on jo käynyt ilmi, että rakenteen käyttäytymisen ja materiaalin hienontumisen tutkiminen on erittäin haastava useita muuttujia sisältävä tehtävä sekä teknisesti että ajankäytöllisesti. Kentällä tai laboratoriossa tehtyjen kokeiden tuloksia on usein pyritty selittämään ja ymmärtämään erilaisten mallinnusmenetelmien avulla. Tässä luvussa keskitytään DEM (discrete element method/model) mallinnuksen ohjelmistoihin ja sovellutuksiin.

Geomekaniikan näkökulmasta DEM-mallinnuksen käytön tärkeimpänä motivaationa voidaan pitää laboratoriokokeiden simulointia, toisin sanoen virtuaalisia näytteitä voidaan testata useilla erilaisilla reunaehdoilla. Toisena tärkeänä motivaationa voidaan pitää suuriin geomekaanisiin siirroksiin liittyvien mekanismien analysointia. Toki osaa näistä mekanismeista voidaan mallintaa myös kontinuumisti esimerkiksi FEM-menetelmällä, mutta esimerkiksi sisäisen eroosion mallintamiseen tarvitaan jo partikkelitason mallintamista. (O'Sullivan 2013)

6.3.1 DEM-mallinnuksen perusteet

DEM-mallinnuksessa päämuuttujia ovat rakeiden väliset voimat ja siirtymät. Menetelmä on peräisin 1970-luvulta, jolloin sitä ensimmäisen kerran sovellettiin kallio-mekaniikan ongelmien ratkaisussa. DEM-menetelmän lähtökohta on Cundallin ja Starckin vuonna 1979 kehittämässä mallissa (Cundall, Strack 1979). DEM-laskelmat perustuvat kahteen peruslakiin: Newtonin toiseen lakiin ja partikkeleiden kontaktipisteiden väliseen voima-siirtymälakiin. Mallinnuksessa rakeiden tai elementtien liikettä käsitellään kahdessa vaiheessa siten, että ensimmäisessä vaiheessa lasketaan rakeiden väliset vuorovaikutusvoimat ja toisessa vaiheessa lasketaan rakeille uusi sijainti.

Lähes kaikki geomateriaalien mallinnuksessa käytettävät DEM-koodit perustuvat Cundallin ja Starkin alkuperäisiin koodeihin, heidän kehittämänsä 2D-koodi on nimeltään BALL ja vastaavasti 3D-koodin nimi on Trubal. Myös myöhemmin luvussa 6.3.2 käsitelty kaupallinen PFC-koodi kytkeytyy Trubaliin, koska P. Cundallilla on ollut merkittävä rooli PFC:n kehittämisessä.

Kuten kaikessa mallinnuksessa monimutkaisen ilmiön kuvaamiseksi on tehtävä yksinkertaistuksia ja oletuksia. O'Sullivan (2013) listaa DEM-mallinnuksen oletukset seuraavasti:

- Peruspartikkelit ovat jäykkiä ja ne voidaan kuvata analyyttisesti
- Partikkelit voivat liikkua toisistaan riippumattomasti ja ne voivat kiertyä tai pyöriä
- Ohjelmisto tunnistaa partikkeleiden väliset uudet kontaktit
- Partikkeleiden välinen kontaktialue on infinidesimaalinen ja jokaisessa kontaktissa on mukana vai kaksi partikkelia
- Partikkelit menevät osittain päällekkäin kontaktipisteessä, päällekkäin menevä osa vastaa oikeiden partikkeleiden deformaatiota. Partikkeleiden deformaation on pieni.
- Partikkeleiden väliset puristavat voimat voidaan laskea päällekkäin menevän osuuden suuruuden avulla
- Kontaktipisteissä partikkeleiden välillä on veto- ja puristusvoimia sekä normaalin että tangentin suunnassa
- Partikkeleiden välinen vetovoima voidaan laskea partikkeleiden välisen etäisyyden avulla. Kun vetovoiman suuruus ylittää kontaktin vetovoiman partikkelit voivat siirtyä pois kontaktista ja käytännössä kontakti lakkaa olemasta
- DEM-simulaatiossa tarkastettava ajan muutosyksikkö on riittävän pieni, jotta liikkeen voidaan olettaa vaikuttavan vain naapuripartikkeleihin
- Yksittäistä partikkelia voidaan kuvata myös agglomeraatin avulla. Agglomeraatti voi olla jäykkä tai sen sisällä olevien rakeiden liikkeet voivat kuvata agglomeraation deformaatiota.

Vuorovaikutusvoimien laskennan lisäksi DEM-mallinnuksessa lasketaan partikkeleiden liikettä, johon sovelletaan Newtonin toista lakia, jonka avulla lasketaan partikkelien kiihtyvyys, joka integroidaan ajan suhteen, jotta saadaan partikkelille uusi asemapaikka. Voimien ja asemapaikan laskentaa toistetaan kunnes simulaatio on valmis. Periaatteessa DEM-mallinnuksessa on yksinkertaisimmillaan kysymys kuvasa 36 havainnollistetusta tilanteesta ja muuttujista. DEM-menetelmä on kehittynyt vuosien saatossa useilla eri tieteenaloilla käytetyksi rakeisen materiaalin mallinnusmenetelmäksi. Muilla tieteenaloilla kuten kemiassa ja materiaalitekniikassa menetelmää kutsutaan myös MD-formalismiksi (molecular dynamics). Molekyyldynamiikassa aika ja etäisyys mitataan erittäin pieninä yksikköinä (μs ja \AA). (Donzé, Richefeu & Magnier 2009).

Jotta DEM-mallien laskenta on mahdollista, on rakeiden välisen kontaktin laskennassa tehtävä yksinkertaistuksia, koska todellisessa tilanteessa voiman ja muodonmuutoksen suhde kahden maa- tai kiviainesrakeen kontaktissa on erittäin monimutkainen. Kontaktien kuvaamiseen on kehitetty useita erilaisia malleja, mutta peruslähtökohtana voidaan pitää niin kutsuttua kontaktin perusmallia (contact constitutive model). Kontaktivoimat lasketaan usein kuvittelemalla kontaktipisteiden väliin jouset. Kontaktin normaalivoima F_n voidaan kuvata kaavan (5) avulla

$$F_n = K_n \delta_n \quad (5)$$

Missä K_n on kontaktin jäykkyys normaalisuunnassa ja δ_n on kontaktipisteiden päällekkäisyys mitattuna kohtisuoraan kontaktipisteen kohdalta (kuva 36). Jäykkyyttä ei tässä mallissa kuitenkaan kuvata perinteisesti jännitys-muodonmuutossuhteen yksikössä Pa vaan käytetään voiman ja siirtymän suhdetta kuvaavaa yksikköä N/mm. On myös huomattava, että jokaisella rakeella on kaksi jäykkyyden arvoa normaali- ja leikkausvoiman suunnassa. Tämän yksinkertaisen lineaarisen jousen jäykkyyden mallinnuksen sijaan on myös kehitetty kontaktin jäykkyydelle niin kutsuttu Hertz-Mindlin malli, jossa jäykkyys kahden pallon (A ja B) kontaktissa (K_n) määritetään kaavalla

$$K_n = \left(\frac{2\langle G \rangle \sqrt{2\tilde{R}}}{3(1-\langle \nu \rangle)} \right) \sqrt{\delta_n} \quad (6)$$

Missä,

$$\begin{aligned} \tilde{R} &= \frac{2R_A R_B}{R_A + R_B} & \langle G \rangle &= \frac{1}{2} (G_A + G_B) \\ \langle \nu \rangle &= \frac{1}{2} (\nu_A + \nu_B) \end{aligned}$$

R_i = pallon i säde

G_i = elastinen leikkausmoduuli

ν_i = Poisonin vakio

Rakeiden välistä kontaktia voidaan mallintaa myös ottamalla huomioon kontaktissa tapahtuva pysyvä muodonmuutos tai jousen vaimennus. Lähes kaikki DEM-mallit sisältävät myös tangentiaalisen voiman määrittämisen kitkakertoimen avulla, vaikka kahden rakeen välisen kitkakertoimen määrittäminen on käytännössä erittäin vaikeaa, erityisesti silloin, kun raekoko on pieni. Tangentiaalisen voiman määrittämiseen on kehitetty erilaisia teorioita, yleisimpiä ohjelmistoissa käytetyt teoriat ovat lineaarinen teoria ja Hertz-Mindlin kontaktiteoria. Lineaarisessa lähestymistavassa oletetaan tangentiaalisen kontaktivoiman ja ennen liukumista tapahtuvan kumulatiivisen tangentiaalisen siirtymän olevan keskenään lineaarisesti riippuvaisia. Kumulatiivien muodonmuutos kontaktikohdassa lasketaan integroimalla rakeen suhteellinen nopeus ajan suhteen. Lineaarisen jousen, jonka jäykkyys on K_t , leikkausvoima voidaan esittää kaavalla (7).

$$F_t(\delta_t, \dot{\delta}) = K_t \int_{t_c^0}^t \dot{\delta}_t dt \quad (7)$$

missä t_c^0 on se ajanhetki, jolloin partikkelit ovat ensimmäisen kerran kontaktissa. Esimerkiksi PCF-ohjelmisto käyttää edellä kuvattua lineaarista teoriaa. (O'Sullivan 2013)

Mallinnuksen peruslähtökohta on mekaanisten perusteorioiden lisäksi rakeiden kuvaaminen analyttisesti, joka saattaa olla usein jopa kalliimpi ja työläämpi prosessi kuin varsinainen simulointi. Useimmissa mallinnusohjelmistoissa käytetään peruselementteinä levyjä (2D) ja palloja (3D), koska niiden muoto voidaan kuvata yhdellä muuttujalla (säde tai halkaisija) ja näin ollen myös rakeiden välinen kontakti ja liikkeet voidaan määritellä helpommin. Yksinkertainen muoto vähentää myös laskentakapasiteetin tarvetta. Pallot ja levyt liikkuvat myös toistensa suhteen helposti. Myös muita säännöllisiä partikkelimuotoja, kuten esimerkiksi ellipsi, ellipsoidi, monikulmio, monitahokas tai superquadric (=toisen asteen yhtälön avulla muodostettua 2D- tai 3D-muoto), on käytetty. Jotta päästään lähemmäksi todellisuutta, agglomeraatteja on rakennettu erimuotoisista perusrakeista. Myös todellisten kiviainesrakeiden valokuvista ja laserskannauksista muodostettuja partikkeleita kuvaavia malleja on kehitetty. Alkuperäinen DEM-teoria on kehitetty tilanteeseen, jossa partikkeleiden muoto säilyy samanlaisena koko mallinnusprosessin ajan, näin ollen esimerkiksi kiviaineksen rikkoutumisprosesseja tai hienonemista ei perusmalleilla pysty laskemaan. Rakeiden muodon muuttuminen on kuitenkin ilmiö, johon on kehitetty laskentamenetelmiä ja joissakin nykyisissä laskentaohjelmissa se voidaan ottaa huomioon esimerkiksi kirjoittamalla aliohjelmiä.

Jotta DEM-mallinnusta voidaan tehdä, laskentaa varten tarvitaan tietty määrä lähtöarvoja, joista osa voi olla kokeellisesti määritettyjä ja osa voi perustua kirjallisuudesta saataviin arvoihin. Useimmissa mallinnusohjelmistoissa tarvitaan tieto rakeiden geometrisista ominaisuuksista kuten raekoko tai -muoto sekä mekaanisista ominaisuuksista kuten kontaktin jäykkyys. Kitkaa voidaan pitää sekä mekaanisena että geometrisena muuttujana, koska sen suuruuteen vaikuttavat pinnan karkeus ja kovuus. Kontaktin parametrien valinta vaatii myös harkintaa sen lisäksi, että kontaktin mallinnuksen teoreettisen lähtökohdan (Hertz tai lineaariset jouset) valinta määrittelee sen, tarvitaanko yksittäisen partikkelin materiaaliominaisuuksia vai jousen jäykkyysparametreja. (O'Sullivan 2013)

Koska DEM-mallinnus on epälineaarisen systeemin simulointia, tulosten arviointi on myös haastavaa, koska tulosten oikeellisuutta ei välttämättä tiedetä. Tulosten oikeellisuuden arviointiin voidaan käyttää joko analyyttisiä tai kokeellisia validointimenetelmiä. Analyyttisellä validoinnilla varmistetaan mallin toimivuus ja kokeellisesti varmistetaan tulosten fysikaalinen vaste. Esimerkki analyyttisestä validoinnista on yhden rakeen tai partikkelin mallintaminen, mutta yleensä validointiin tarvitaan määrättyyn geometriseen muotoon pakatun useamman rakeen mallintamista. Kokeellinen validointi on erotettava kalibroinnista, kalibroinnissa testataan todellista materiaalia ja muutetaan DEM:n lähtöarvoja, jotta saadaan tulokset vastaamaan toisiaan. Validointitestauksessa käytetään mahdollisimman yksinkertaista rakeista materiaalia, jonka materiaaliominaisuudet mallinnetaan tarkasti DEM:llä. Tällä hetkellä ei ole vielä kehitetty menettelyä, jolla voitaisiin varmistaa erilaisilla DEM-koodeilla saatavien tulosten keskinäistä luotettavuutta. Tällainen testi voisi esimerkiksi olla yksinkertainen simulaatio määrättyyn geometriaan pakattujen pallojen tai levyjen puristuskokeesta. (O’Sullivan 2013)

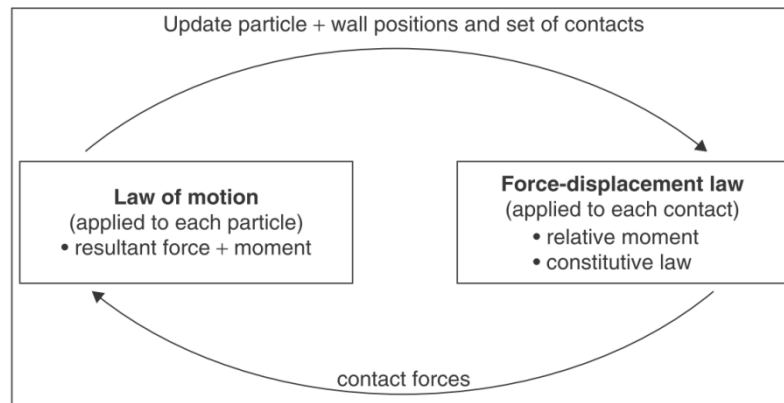
DEM-mallinnuksella yksinkertaistetaan monimutkaista fysikaalista systeemiä, joten sitä voi olla vaikea kalibroida (eli säätää näyttämään oikein). Useimmiten mallin soveltaminen esimerkiksi laboratoriokokeiden tuloksiin tehdään muuttamalla lähtöarvoja systemaattisesti eli käytännössä on kysymys yrityksen ja erehdyksen menetelmästä enemmän kuin kalibroinnista. Toki joissakin tutkimuksissa on kehitetty myös parempia kalibrointistrategioita. (O’Sullivan 2013)

Kivi- ja maa-aineksen DEM-mallinnukseen liittyvä tutkimus voidaan jaotella myös tutkimuksen tarkoituksen perusteella. Ensimmäinen tutkimustyyppi liittyy mallinnusohjelmiston kehittämiseen, jossa keskitytään ensisijaisesti rakeiden muodon kuvaamisen problematiikkaan, partikkeleiden välisten voimien ja suhteellisen liikkeen kuvaamiseen ja analyyttisten ratkaisujen laskenta-algoritmeihin. Toinen tutkimussuunta liittyy ensisijaisesti mallien soveltamiseen joko laboratoriotestien tai rakenteen toiminnan kuvaamiseen, käytännössä näissäkkin tutkimuksissa joudutaan kuitenkin tekemään myös ohjelmointia. Usein mallien kehittäjät ja tutkijat ovat ohjelmoinnin tai matematiikan ammattilaisia, kun taas soveltajat ja käyttäjät ovat eri alojen tutkijoita ja usein kehitystyö vaatiikin näiden osapuolten yhteistyötä. Kaikessa DEM-mallinnuksessa joudutaan rakentamaan sovelluskohteen malli ja sen parametrit, mutta esimerkiksi rakeita kuvaavat elementit voivat olla jonkun muun kehittämiä. DEM-mallinnukseen on saatavilla myös kaupallisia ohjelmistoja. Myös rakeiden muuttuminen mallinnuksen aikana toisin sanoen hienontuminen edellyttää mallien tai ohjelmistojen kehittämistä ja usein vähintään aliohjelman kirjoittamista. Liitteen 2 taulukoon on koottu kirjallisuudesta löydettyjä mallinnusohjelmistoja ja esitetty joitakin esimerkkejä niiden käytöstä.

Löydetyn kirjallisuuden perusteella voidaan todeta, että useimmiten kiviainekseen ja niistä rakennettujen rakenteiden käyttäytymiseen liittyvät DEM-mallinnukset on tehty kaupallisella PFC-ohjelmistolla, myös BLOKS 2D ja 3D- ohjelmistoa on sovellettu kiviaines- ja rautatiesovellutuksissa melko paljon. Kiviaineksista ehdottomasti eniten on tutkittu raidesepeliä ja tasarakeista hiekkaa ensisijaisesti kapean raekokoalueen ja hallittavissa olevan partikkelimäärän vuoksi. Seuraavissa luvuissa on esitelty ensisijaisesti näillä kahdella ohjelmistolla tehtyä tutkimusta täydennettynä muutamilla esimerkeillä muista ohjelmistoista.

6.3.2 PFC-ohjelmisto

Particle Flow Code (PFC) on Itasca Consulting Group nimisen yrityksen myymä kaupallinen DEM-mallinnus ohjelmisto, josta on olemassa sekä 2D-että 3D-versio (<http://www.itascacg.com/software/pfc>). Kuvassa 36 on havainnollistettu PFC-ohjelmiston laskentasykli. PFC:n käyttö edellyttää FISH-nimisen ohjelmointikielen hallintaa, mikä mahdollistaa monipuolisten sovellusten tutkimisen.



Kuva 36. PFC-ohjelmiston laskentasyklin periaatekuva. (Indraratna, Salim & Rujikiatkamjorn 2011)

PFC-ohjelmisto perustuu tiettyihin oletuksiin, joista tärkeimpinä mainittakoon seuraavat: rakeet ovat jäykkiä kappaleita, kontakti tapahtuu erittäin pienellä alueella ja ne ovat niin kutsuttuja pehmeitä kontakteja ja kaikki rakeet ovat palloja (voidaan kuitenkin muodostaa palloyhdistelmiä). Laskenta perustuu kuvan 37 mukaisesti voima-siirtymälain ja liikelain ratkaisuun siten, että kontaktivoiman vektori koostuu kaavan 8 mukaisesti normaali- ja leikkausvoimasta ja liikelain ratkaisu lähtee liikkeelle kaavoista 9 ja 10. Käytännössä voima-siirtymälaskenta tapahtuu ratkaisemalla tietyillä ajanhetkillä normaali- ja leikkausvoima. Vektoreissa muuttujina ovat kontaktipisteen jäykkyys ja kahden rakeen leikkausalueen suuruus sekä kontaktin leikkausnopeus tietyssä aikaikkunassa. Liikelain ratkaisu perustuu etenevän liikkeen voimaa ja kiertoliikkeen momenttia kuvaavien vektoritoriyhtälöiden integraaliratkaisuun. Muuttujina ovat kontaktissa olevien rakeiden massat ja säteet sekä liikkeen etenemis- ja kiertonopeudet tietyssä ajassa. Lopputuloksena saadaan rakeen uusi sijainti. Ohjelmistolla on mahdollista simuloida jokaista kontaktia kolmella erilaisella mallilla rae-rae tai rae-seinämä kontaktissa. Mallit perustuvat joko vaimenemiseen, lineaariseen tai epälineaariseen kontaktin jäykkyyteen tai rakeiden välisiin sidoksiin. Mallien yksityiskohtaisempi matemaattinen kuvaus on esitetty muun muassa PFC-ohjelmiston käyttöoppaassa, O'Sullivanin kirjassa ja Lin väitöskirjassa. PFC:n kuten kaikkien muidenkin DEM-mallien tarkkuuteen vaikuttavat fysikaalisten parametrien oikeellisuus (esimerkiksi rakeiden muoto, kiertoliikkeen suuruus ja kitkakerroin). (Li 2013)

$$F_i = F_i^s + F_i^n \quad (8)$$

$$F_i = m (x_i - g_i) \quad (9)$$

$$M_i = H_i = I\omega_i = \left(\frac{2}{5}mR^2\right)\omega_i \quad (10)$$

Kaavoissa esiintyvät merkinnät:

F_i kontaktivoima (kaava 8)

F_i^s leikkausvoima

F_i^n normaalivoima

F_i resultanttivoima etenemisliikkeestä (kaava 9)

m rakeen kokonaismassa

x_i rakeen keskipisteen sijainti

M_i kiertoliikkeen resultanttimomentti

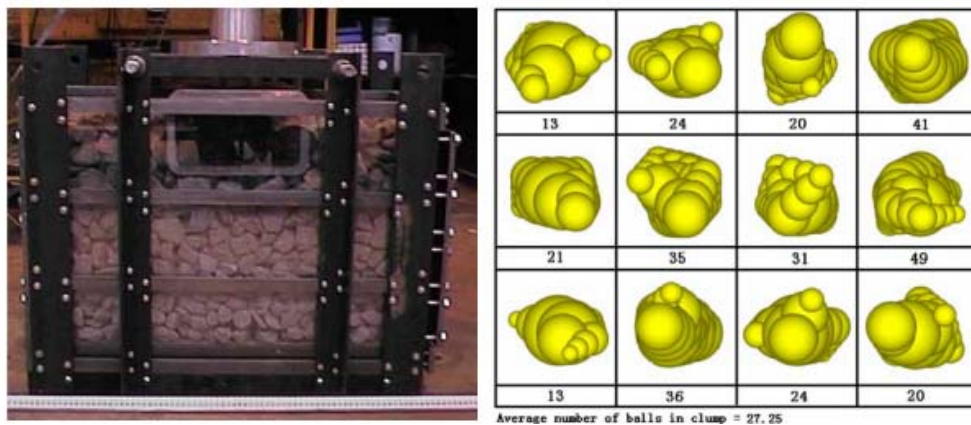
H_i rakeen liikemäärämomentti

g_i kiihtyvyysektori

R rakeen säde

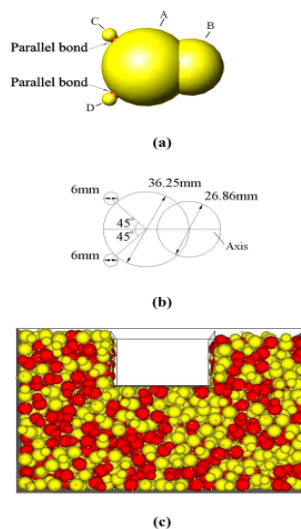
ω_i pyörimisnopeus

PFC ohjelmistoa on käytetty useissa Nottinghamin yliopiston kiviaineksen ja hiekan käyttäytymistä mallintavissa tutkimuksissa. Lim (2004) on tutkinut väitöskirjassaan raidesepelin mekaanista käyttäytymistä mallintamalla PFC^{3D} menetelmällä raidesepelin käyttäytymistä erilaisissa testiolosuhteissa. Mallinnuksen avulla on tutkittu yksittäisten partikkeleiden rikkoutumista, muodonmuutoksia ödömetrikokeissa ja laatikkokokeissa havaittuja raidesepelin muodonmuutoksia. Tutkimuksessa on testattu yksittäisiä palloja ja 8 pallon muodostamia agglomeraatteja. Tutkimuksen tuloksena on todettu 8 pallon agglomeraattien avulla luodun DEM-mallin kuvaavan parhaiten raidesepelin käyttäytymistä laatikkokokeessa. Tutkimuksessa on todettu myös, että yksittäisten rakeiden puristuslujuus noudattaa Weibullin jakautumaa ja koekappaleen koko vaikuttaa lujuuteen niin mallissa kuin laboratoriokokeissakin. (Lim 2004; Lim, McDowell 2005). Raidesepelin mallinnuksessa on muodostettu rakeiden muoto erikokoisten pallojen yhdistelmien avulla (kuva 37). (Lu, McDowell 2007) Näin muodostetut sepelirakeet mahdollistava myös rakeiden särkymisen tutkimisen DEM mallinnuksessa. Rakeiden rikkoutuminen otetaan mallissa huomioon siten, että yksittäiset rakeet korvataan useammalla rakeella sen jälkeen, kun tietty murtumiskriteeri täyttyy. (Lu 2008)

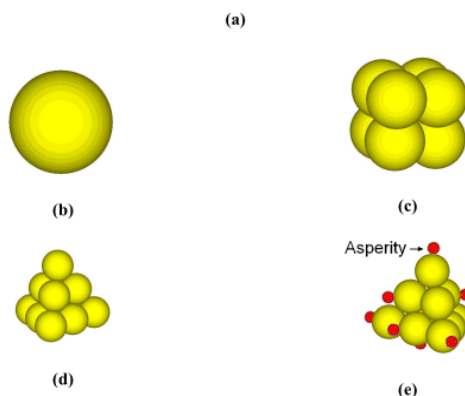


Kuva 37. Nottinghamin yliopiston tutkimuksissa käytetty laatikkotesti ja esimerkki mallinnuksessa käytetyistä rakeiden muodoista. (Lu, McDowell 2007).

Lu (2008) on väitöskirjassaan simuloinut laatikkotestissä tapahtuvaa kiviaines-rakeiden rikkoutumista. Partikkelit on mallinnettu kuvan 38 mukaisina palloina. Väitöskirjassa on simuloitu myös syklisiä ja staattisia kolmiaksiaalikokeita, joissa käytettiin useampia erilaisia palloista muodostettuja partikkeleita (kuva 39). Mallinnuksella on osoitettu, että rakeiden muodolla, rakeiden välisellä kitkalla ja kiilautumisella sekä pinnan karkeudella on vaikutusta raideseppelin mekaaniseen käyttäytymiseen. Pinnan rakennetta on mallinnettu partikkeliyhdistelmien välisillä pienillä vaakasuuntaisilla voimilla. Mallinnuksen tuloksena saadaan lähes oikeat leikkausjännityksen ja tilavuudenmuutoksen tasot. Erilaisten parametrien lisääminen vaikuttaa muodonmuutoksia lisäävästi, eivätkä ne välttämättä vastaa todellisuutta. Lu (2008) mukaan kriittisin tekijä DEM mallinnuksessa on rakeiden muoto ja se miten rakeiden muoto mallinnusta varten tuotetaan.

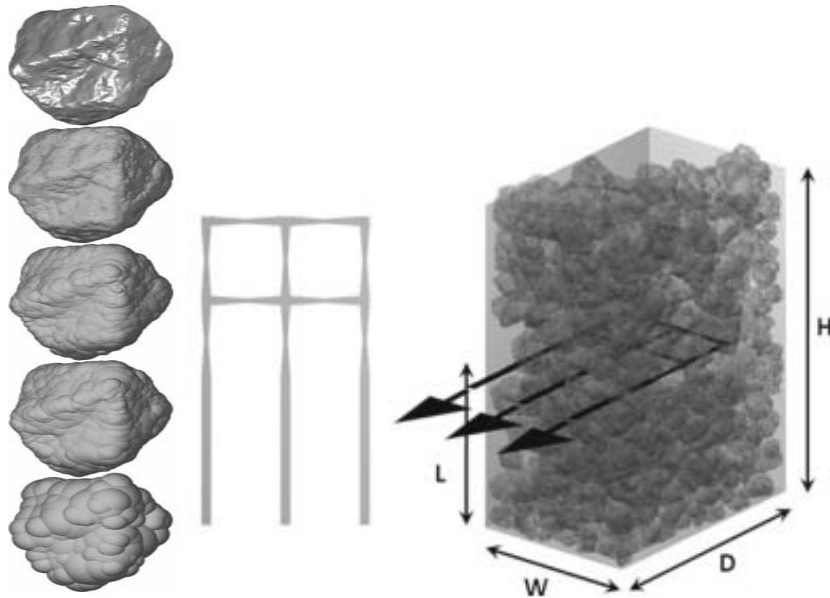


Kuva 38. Nottinghamin yliopiston laatikkokokeessa käytetty yksinkertaistettu partikkelimalli (a,b) ja laatikkokokeen rakeet ennen kuormitusta Lu (2008).



Kuva 39. Kolmiaksiaalikokeen mallinnuksessa käytetyt partikkelimallit. (Lu 2008)

Tutkimusten mukaan PFC-menetelmällä pystytään mallintamaan tarkasti todellisia rakeita ja mallinnuksessa käytettävien pallojen määrä pysyy kohtuullisena. On kuitenkin otettava huomioon, että toistensa päällä olevat pallot muodostavat epätasaisen massajakautuman rakeen sisälle, mikä taas antaa väärän arvon hitausmomentille ja vääristää partikkelin kiertymistä mallinnuksessa. Partikkelimallia on käytetty myös tukikerroksen sisälle sijoitetun geoverkon vetokokeen mallintamiseen (kuva 40). Geoverkon mallinnuksessa on käytetty PFC^{2D} -ohjelmistoa, mallin korrelaatio vetokokeiden tuloksiin oli hyvä (Ferrellec, McDowell 2010; Chen, McDowell & Thom 2013; Chen, McDowell & Thom 2012).



Kuva 40. Raidesepelirakeen mallin muodostaminen ja geoverkon vetokokeen malli. (Ferrellec, McDowell 2010)

DEM-mallinnuksen lähtökohtana on rakeiden pysyminen samanlaisina koko mallinnussyklin ajan. Rakeiden rikkoutuminen kuormitustilanteessa on kuitenkin lähtökohdaisesti usein tärkeä mallinnuksen sovellus. Kiviaineksen murskaus on eräs tärkeä mallinnussovellus. Esimerkiksi Refahi et. al. (2010) ovat mallintaneet rakeen särkymistä leukamurskaimessa. Tutkimuksessa on mallinnettu pallonmuotoisen ja kuution muotoisen graniitti- ja kalkkikivikappaleen murskautumista. Tutkimuksen lähtökohdiana on käytetty yksiaksiaalisella puristuskokeen mallinnuksesta saatuja parametreja, joita ovat rakeiden välisen kontaktin jäykkyyssmoduuli, rakeiden välinen kitkakerroin ja sidosten normaali- ja leikkausvoima. Kiven kappale on muodostettu toisiinsa sidotuista palloista, joita oli pallonmuotoisessa kappaleessa 36 000 kpl ja kuutiossa 30 000 kpl, pallojen halkaisija vaihteli 0,5...1 mm. Tutkimuksen tarkoituksena oli erityisesti tutkia leukamurskaimen aiheuttamaa murtumisenergiaa ja tuloksena todettiin, että DEM mallinnuksen avulla voidaan arvioida pyöreän kappaleen murtumisenergiaa, mutta kuution vaatiman energian arviointiin menetelmä ei soveltunut. (Refahi et al. 2010)

Murskausprosessissa tapahtuvaa rakeiden särkymistä on mahdollista mallintaa joko luomalla sidos toistensa päälle menevien rakeiden välille, jota rasitetaan sidoksen rikkoutumiseen saakka, tai korvaamalla rakeet pienemmillä rakeilla sillä ajan hetkellä, kun tietty normaali- tai leikkausvoima ylitetään. Käytännössä rakeiden korvaaminen voidaan toteuttaa pysäyttämällä simulointiprosessi voiman ylityttyä ja korvaamalla esimerkiksi yksi rae kahdella pienemmällä (kutsutaan myös PBM-malliksi). Edellä mainittu menettely sisältää vielä erittäin paljon epävarmuutta, eikä yleisesti hyväksyttyä kontaktivoimien arviointimenetelmää vielä ole. Rikkoutuvien rakeiden koostaminen toisiinsa "liimatuista" pienemmistä rakeista on yleisempi menettely, jossa särkyminen mallinnetaan sidosten rikkoutumisena (BPM-malli). Molemmissa malleissa pitää luoda rakeille tai sidoksille murtokriteeri esimerkiksi yksittäisen rakeen vetolujuuden avulla. Yksittäisten agglomeraattien rikkoutuminen voidaan kalibroida esimerkiksi mallintamalla tai kokeellisesti, kun materiaalin fysikaaliset ominaisuudet tunnetaan. (Legendre & Zevenhoven, 2014)

Li (2013) on soveltanut PFC-ohjelmistoa kartiomurskaimessa tapahtuvan rakeiden rikkoutumisen mallintamiseen. Tutkimuksessa kehitettiin uusi algoritmi agglomeraattien kuvaamiseen. Agglomeraatit rakennettiin täyttämällä pallojen välistä tilaa aina pienemmillä ja pienemmillä palloilla, näin saatiin luotua lähellä todellista raetta oleva malli. Lin (2013) tutkimuksessa käytettiin murtokriteerinä oktaedristä leikkauslujuutta, joka lasketaan yksiaksiaalisen puristuskokeen tuloksista McDowellin ja de Bonon (2013) mukaan (kaava 11). (Li 2013)

McDowellin ja de Bonon (2013a) tutkimuksessa mallinnettiin hiekan (< 2 mm) puristuskoetta ödometrissä. DEM-mallinnuksen parametrit saatiin osittain kirjallisuudesta ja osittain kuvassa 29 esitetyllä Weibullin tilastollisella menetelmällä. DEM-malliin syötettiin parametreina hiekan huokoisuus, leikkausmoduuli, Poissonin vakio, rakeiden välinen kitkakerroin, rakeiden ja seinämän välinen kitkakerroin ja murtokriteerinä Weibullin moduuli ja vastaava 37 % lujuusarvo (37 % rakeista säilyy ehjänä ko. vetolujuuden arvolla). Tutkimuksessa mallinnettiin rakeiden rikkoutumista korvaamalla rakeet tietyllä määrällä pienempiä rakeita siten, että materiaalin kokonaismassa säilyi vakiona. Tutkimuksen tulokset vahvistavat käsitystä, että rakeet särkyvät oktaedrisen leikkauslujuuskriteerin mukaan ja rikkoutuneet rakeet liikkuvat pienimmän pääjännityksen suuntaan. Myös mallinnuksessa käytetty menettely rakeiden korvaamisesta pienemmillä rakeilla agglomeraattien sijaan osoittautui luotettavaksi mallinnusmenetelmäksi.

McDowellin ja de Bonon (2013a) mukaan oktaedrinen murtokriteeri on kaavan 11 mukainen. Yksittäisen kahden levyn välissä puristetun rakeen murtovoiman ja rakeen pinta-alaan perusteella voidaan määrittää rakeen lujuus kaavalla 12. Rae murtuu, jos rakeeseen kohdistuva oktaedrinen jännitys on suurempi tai yhtä suuri kuin Weibullin jakautuman avulla laskettu todennäköinen rakeen vetolujuuden arvo.

$$q = \frac{1}{3}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]^{1/2} \quad (11)$$

$$q = 0,9 * \frac{F}{d^2} \quad (12)$$

McDowell ja de Bono (2013b) ovat käyttäneet DEM-mallinnusta myös kiviaineksen (hiekan) hiipuman ennustamiseen. Menettely perustuu edellä kuvatun ödometrikokeen mallintamiseen, kun tunnetaan yksittäisten rakeiden yksiaksiaalinen vetolujuus. Ödometrikokeella ja sen mallinnuksella tuotetaan tieto murtumiseen kuluvas- ta ajasta ja lujuudesta ajan funktiona vakiojännitystilassa, näiden tietojen perusteella voidaan ennustaa lineaarinen hiipuma.

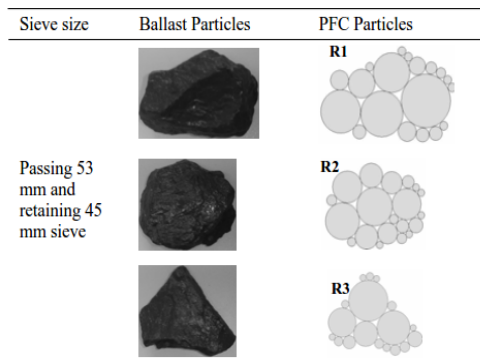
Wollongongin yliopistosta on käytetty PFC-ohjelmistoa useissa professori Indraratnan johdolla tehdyissä kiviaineksen käyttäytymistä mallintavissa tutkimuksissa. Seuraavissa kappaleissa on esitelty muutamien tutkimusten tuloksia. Mallinnuksen yhtenä lähtökohtana on käytetty rakeiden rikkoutumisindeksiä (BBI). Rikkoutumisindeksin periaate on esitetty jo aiemmin luvussa 6.2 (kuva 28). Rikkoutumisindeksi lasketaan raidesepelin alkuperäisen rakeisuuden ja kolmiaksiaalikohteessa tapahtuneen rikkoutumisen johdosta syntyneen rakeisuuskäyrän avulla. Indeksien laskennassa käytetään rakeisuuskäyräiden välistä laskennallista pinta-alaa (A) ja hienontuneen rakeisuuden sekä maksimirikkoutumista kuvaavan rakeisuuskäyrän välistä pinta-alaa (B): $BBI = A/(A+B)$, rikkoutumisindeksin arvo vaihtelee 0...1. Laskennassa on otettava

huomioon, että pinta-alat lasketaan käyttämällä lineaarista raekokoasteikkoa logaritmisesta asteikon sijaan. (Indraratna et al 2005)

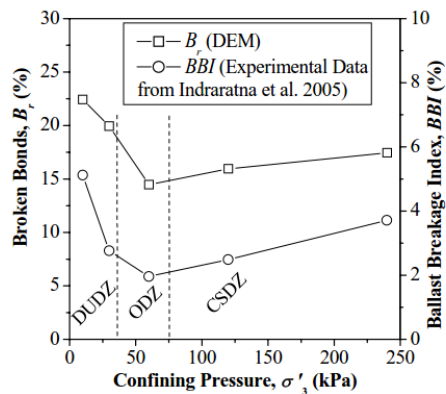
Vuonna 2004 Wollongongin yliopistossa on kehitetty elastoplastinen malli rakeiden hienontumisesta kolmiaksaalisen kuormituksen aikana. Karkearakeiset partikkelit rikkoutuvat mallinnuksessa, mitä seikkaa useimmat muut mallit eivät ota huomioon. Mallin avulla voidaan ennustaa rakeisen materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymistä ja tilavuuden muutoksia. Malliin tarvitaan 11 parametria, jotka saadaan tekemällä sarja syklisiä kolmiaksaalikokeita. (Salim, Indraratna 2004)

PFC-ohjelmiston 2D-versiolla on tutkittu muun muassa sellipaineen vaikutusta sepelin käyttäytymiseen, sepelirakeita on kuvattu useammasta ympyrästä koostuvina rakeina (kuva 41). Tutkimuksessa on verrattu DEM mallinnuksella saatuja tuloksia aiemmin kehitettyyn rakeiden rikkoutumisindeksiin. Mallinnustulokset osoittavat, että aksiaalinen jännitys ja rikkoutuminen ovat suuria pienillä sellipaineilla (< 30 kPa). Sellipaineen lisääminen vain hieman > 30 kPa pienentää huomattavasti pysyviä muodonmuutoksia ja hienontumista. Kun sellipaine on >75 kPa, hienoneminen lisääntyy, vaikka pysyvät muodonmuutokset eivät pieneneäkään. (Thakur, Indraratna & Vinod 2010)

a)



b)



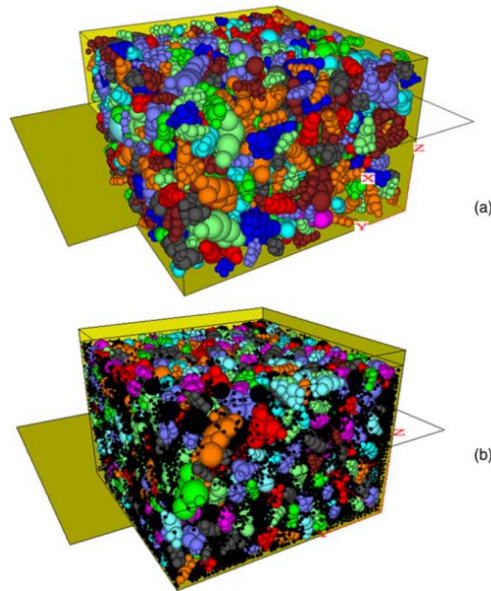
Kuva 41.

a) Raidesepelin 2D-malli. b) Sellipaineen vaikutus rakeiden rikkoutumiseen kokeellisen aineiston ja DEM- mallin perusteella. DUDZ on epästabiili hienontumisvyöhyke, ODZ on optimihienontumisvyöhyke ja CSDZ on puristava stabiili hienontumisvyöhyke. (Thakur, Indraratna & Vinod 2010)

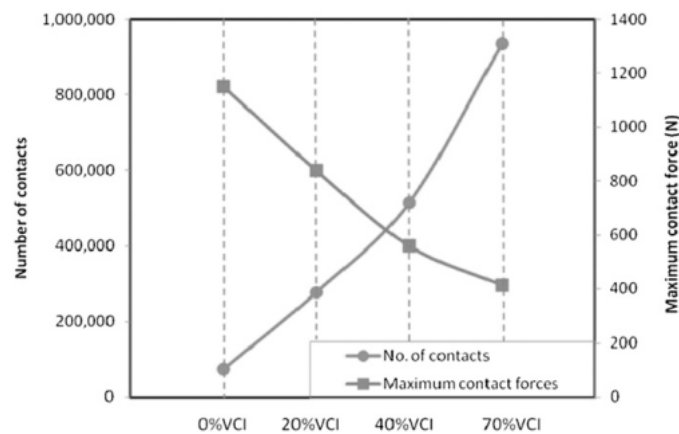
Vuonna 2009 julkaistussa tutkimuksessa on tehty syklisiä kolmiaksaalikokeita, joita mallinnettu PFC^{2D}:llä. Tutkimuksen tulosten mukaan rakeiden särkyminen johtuu ensisijaisesti syklisen kuormituksen synnyttämistä vetojännityksistä, joiden suunta on rakeiden liikkeen suuntainen. Pysyvät muodonmuutokset ja hienontuminen lisääntyivät kuormituksen taajuuden ja syklimäärän kasvaessa. Kun taajuus oli 20–30 Hz, havaittiin enimmäkseen tiivistymistä ja vain vähäistä rakeiden särkymistä. (Thakur, Vinod & Indraratna 2009).

Uuden ja likaantuneen raidesepelin käyttäytymistä suorassa leikkauskokeessa on tutkittu ja mallinnettu PFC^{3D} ohjelmistolla (Indraratna et al. 2014). Likaantumisen parametrina on käytetty VCI-lyhenteellä kuvattua rakenteen tyhjän tilan indeksiä, joka vaihtelee 20–70 % välillä. Likaantumista on mallinnettu lisäämällä malliin pieniä pallonmuotoisia rakeita sepelirakeiden väliin (Kuva 42). VCI lasketaan likaavan

materiaalin ja uuden materiaalin tyhjätilojen, rakeiden kiintotiheyden ja rakeiden massojen avulla. Mallinnuksessa on luotu yhdeksän eri raemuototyyppiä, rakeiden koko on 9,5/40 mm. Partikkelimuodot luotiin MATLAB:lla, jonka jälkeen ne vietiin PFC^{3D} mallinnusohjelmaan aliohjelmuna (Indraratna, Nimbalkar & Tennakoon 2010).



Kuva 42. Rasialeikkauskokeen mallintaminen, ylemmässä kuvassa puhdas raide-sepeli ja alemmassa kuvassa likaantunut sepeli (VCI=40 %). (Indraratna et al. 2014)

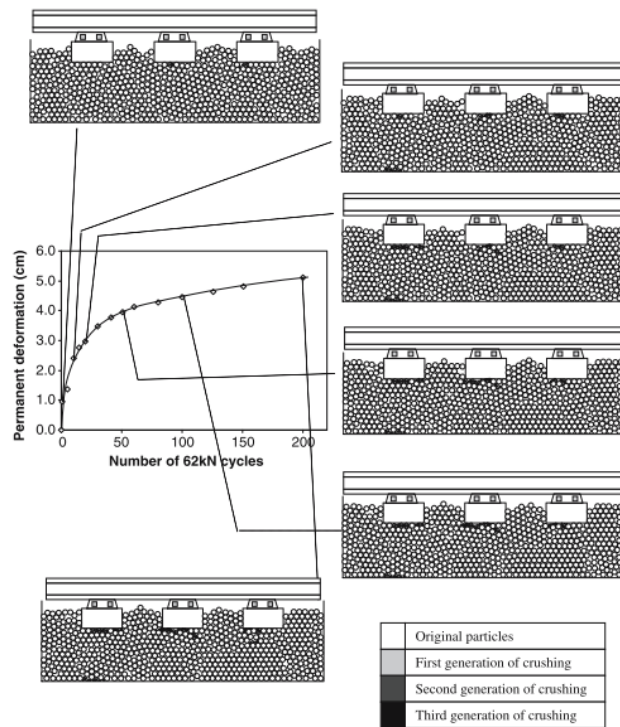


Kuva 43. Simuloinnissa sepelin likaantuminen, partikkeleiden välisten kontaktien ja maksimikontaktivoiman välinen yhteys, kun leikkausmuodonmuutos on 3 %. (Indraratna et al. 2014)

Testien tuloksien perusteella voitiin todeta, että DEM mallilla pystyttiin kuvaamaan materiaalin käyttäytymistä leikkauskokeessa, vaikka rakeiden rikkoutumista ei mallissa otettu huomioon. Simulointitulosten perusteella hiilestä peräsin oleva likaantuminen pienentää leikkauslujuutta ja lisää muodonmuutoksia. Muodonmuutokset olivat suurempia, kun normaalijännitys oli pienin (15 kPa). Mallinnuksella saatiin hie-man suurempia muodonmuutoksen arvoja kuin kokeellisesti. Erot johtuvat nähtävästi siitä, että pienikin hiilimäärä rakeiden pinnoilla ja rakeiden rikkoutuminen muuttaa merkittävästi rakeiden välistä kitkaa ja kulmikkuutta, mitä ei otettu huomioon numeerisessa tarkastelussa. Kuvasta 43 voidaan havaita, kuinka likaantumisen/särkymisen

lisääntyessä (0...70 %) maksimikontaktivoimat pienentyvät noin kolmasosaan puhtaaseen sepeliin verrattuna, vastaavasti rakeiden väliset kontaktit lisääntyvät yli viisinkertaisiksi verrattuna puhtaaseen sepeliin. (Indraratna et al. 2014)

Pittsburghin yliopistossa Vallejon ja Lobo-Guerreron johdolla vuosien 2005–2010 aikana tehdyissä ja julkaistuissa tutkimuksissa on käytetty PFC-ohjelmistoa. Esimerkiksi vuonna 2006 julkaistussa tutkimuksessa on simuloitu kahta rataosuutta, joista toisessa rakeiden on annettu rikkoutua (kuva 44). Tutkimuksen tulokset osoittavat, että rakenne, jossa vain muutama rae rikkoutuu, deformoituu voimakkaasti. Rikkoutuminen keskittyi ratapölkkyjen alle ja tapahtui ensimmäisten kuormitus syklien aikana. Tutkimuksessa on käytetty PFC^{2D}-ohjelmistoa ja siihen on ohjelmoitu FISH-ali-ohjelma kuvaamaan syklistä kuormitusta ja rakeiden rikkoutumista. (Lobo-Guerrero, Vallejo 2006b) Tutkimusryhmä on mallintanut myös rakeisen materiaalin yksiaksiaalista murtumista (Lobo-Guerrero, Vallejo & Vesga 2006).



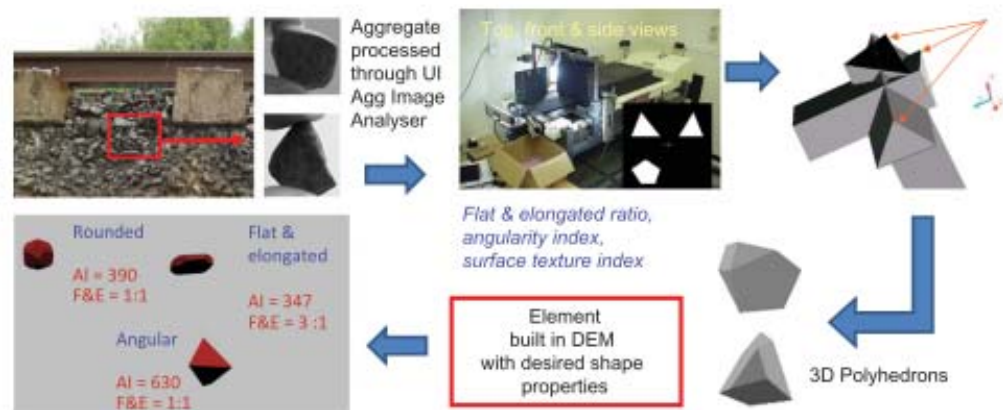
Kuva 44. Raidesepelirakeiden rikkoutuminen kuormituksen lisääntyessä. (Lobo-Guerrero, Vallejo 2006b)

Rakeisuudeltaan laajalajitteisen materiaalin mallintamisesta DEM:llä löytyy melko vähän kirjallisuutta. Kiviainestäyttöjen mallintamisesta PFC^{2D} menetelmällä löytyy esimerkki Iranista. Mallinnuksella on simuloitu agglomeraattien murtumista ja tuloksia on verrattu yksiaksiaaliisiin puristuskokeisiin. Korrelaatiot mallien ja kokeellisten tulosten välillä ovat hyviä. (Alaei, Mahboubi 2012)

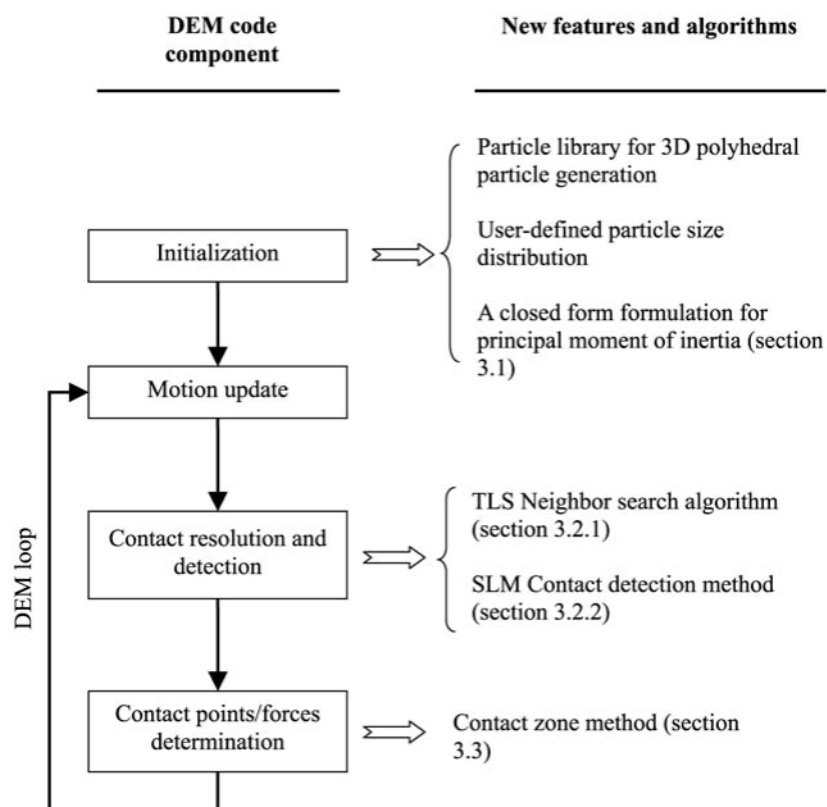
6.3.3 BLOKS 2D- ja 3D -ohjelmisto

Illinoisin yliopistossa on kehitetty BLOKS2D ja BLOKS3D-ohjelmisto. Ohjelmistolla simuloidaan jäykkien 2- tai 3-ulotteisten monitahkoisten (polyhedral) rakeiden käyttäytymistä. Mallinnuksen lähtökohta on tutkittavan materiaalin rakeiden mallien muodostaminen kuvauksen ja kuva-analyysin avulla (kuva 45). Erilaisista raemuodoista on luotu koko ajan laajeneva kirjasto. Rakeiden muodostamisen jälkeen DEM-

mallinnus etenee kuvan 46 mukaan kontaktien määrän ja kontaktivoimien määrittämisestä rakeiden paikan määrittävän liikeyhtälön ratkaisuun. (Zhao et al 2006)



Kuva 45. Illinoisin yliopiston kehittämän BLOKS ohjelmistossa käytettävien rakeiden muodon "tuotantoprosessi". (Tutumluer et al. 2013)



Kuva 46. BLOKS3D-ohjelmiston vuokaavio. (Zhao et al. 2006)

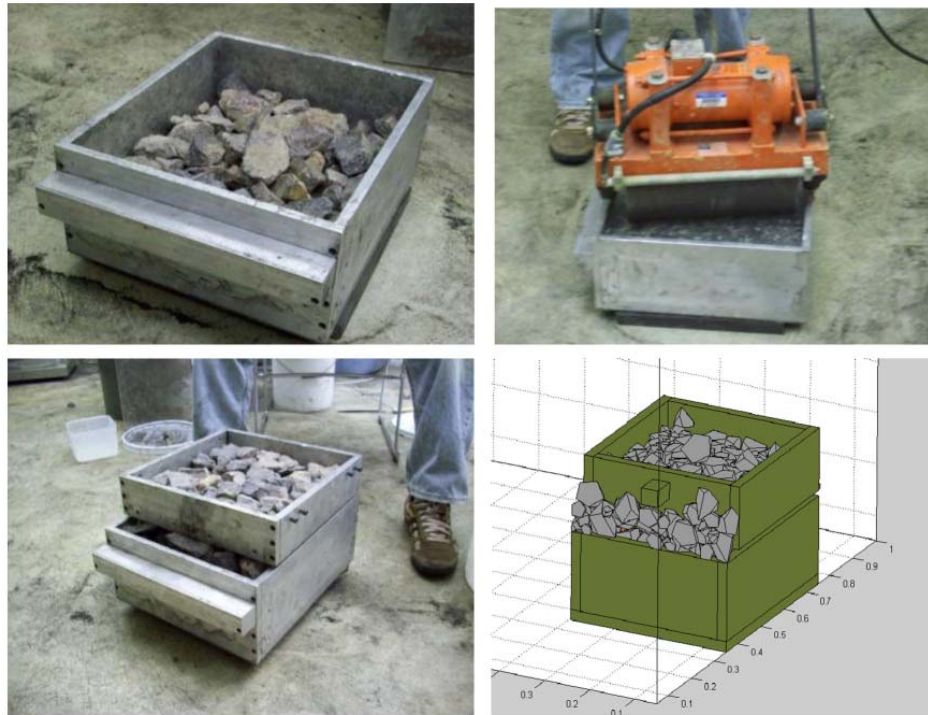
BLOKS3D-ohjelmisto perustuu lähtökohtaisesti Cundallin Truball-koodiin, mutta palonmuotoisten rakeiden sijaan siinä käytetään monitahkoisia partikkeleita. Ohjelmiston kehittyneemmässä versiossa DBLOKS3D laskenta-algoritmia on kehitetty edelleen kuvaamaan esimerkiksi rakeisen materiaalin ja maanrakennuskoneen välistä vuorovaikutusta. (Huang 2010)

Seuraavissa kappaleissa on referoitu ohjelmiston käyttöä ensisijaisesti raidesepelin tutkimuksessa, lehtiartikkelit ja väitöskirjat sisältävät osittain päällekkäistä tutkimustietoa samoista koejärjestelyistä. Tutumluerin et al (2007) julkaisemassa tutkimuksessa on käytetty tätä kuva-analyysiä hyödyntävää DEM-menetelmää ja mallinnettu raidesepelin painumista liikkuvan junakuorman alla. Tutkimuksessa käytettiin raemuodoltaan erilaisia kiviaineita ja tutkittiin kuormituksen vaikutuksia erilaisilla nopeuksilla. DEM-simulointia tehtiin sadalla kuormituskerralla. Testaus toteutettiin Illinoisin yliopiston kehittämällä laatikkotestilaitteella. Simulointia varten luotiin puolikas radan rakenne, jota testattiin. Simuloinnin aikana oletettiin, etteivät rakeet rikkoonnu tai hioudu. Tutkimuksen tuloksena todettiin, että raemuoto vaikuttaa painumiseen ja raemuodoltaan pyöreimmät rakeet aiheuttivat pienemmät muodonmuutokset. (Tutumluer 2007)

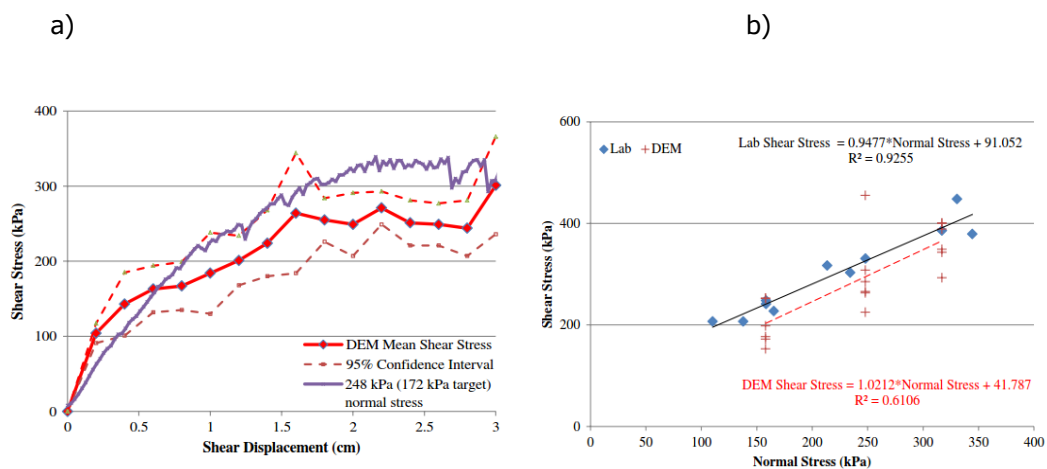
Koko ratapoikkileikkausta ja sen puolikasta on mallinnettu neljällä raemuodoltaan erilaisella graniittisella raidesepelityypillä. Materiaaleista on rakennettu koerakenne, jonka käyttäytymistä on mallinnettu BLOKS-ohjelmistolla. Tutkimuksen tuloksena todettiin, että testialueella, jossa oli eniten litteitä ja pitkulaisia rakeita tapahtui eniten rakeiden rikkoutumista, mikä johti myös suurimpiin kentällä havaittuihin painumiin. DEM:n avulla ei pystytty mallintamaan kiviainesrakeiden rikkoutumista. Rakeiden muoto ja rakeisuus vaikuttivat tuloksiin merkittävästi, myös rakenteen tilavuuspaino, huokoisuus ja tyhjätila ovat tuloksiin vaikuttavia tekijöitä ja näin ollen tärkeitä lähtöarvoja DEM mallinnuksessa. (Tutumluer 2007)

Huangin (2010) väitöstutkimuksessa DEM-mallinnusta on validoitu graniitilla ja kalkkikivellä sekä koeradalla että laboratoriomittakaavan laatikkotesteillä. Tutkimuksen päätuloksina on todettu muun muassa, että tärkein DEM-mallia kontrolloiva parametri on rakeiden pinnan kitkakulma. Rakeiden välisen kontaktin jäykkyyden sekä normaali- että leikkaussuunnassa todettiin vaikuttavan simuloinnin tuloksiin merkittävästi. Kontaktin jäykkyyssparametrin normaalikomponentti pitää valita toisaalta riittävän suureksi etteivät elementit tunkeudu toisensa sisään ja toisaalta riittävän pieneksi, jotta laskenta-aika iteraatiota kohden on riittävän pieni. Kehitetty raidesepelin DEM-malli ennustaa materiaalin muodonmuutuskäyttäytymistä kohtuullisen tarkasti. Kulmikkaiden kiviainesrakeiden leikkauslujuus on suurempi, koska rakeet lukkiutuvat toisiinsa paremmin. Myös rakeiden karkeampi pinta kasvattaa leikkauslujuutta ja tutkimustulosten mukaan pinnan karkeuden merkitys on suurempi kuin kulmikkisuuden. Kulmikkaat rakeet painuvat (asettumispotentiaali) vähemmän kuin pyöreämmät rakeet. Tukeminen vaikuttaa ratapölkkyjen leikkausvastukseen, erityisesti ilmiö on havaittu kulmikkailla rakeilla simuloituissa pölkkyjen irrotus/vetokokeissa (tie lateral pull out simulation). (Huang 2010)

Huang ja Tutumluer (2014) ovat mallintaneet myös laboratoriossa tehtyjä raidesepelin rasialeikkauskokeita BLOKS3D-ohjelmistolla (kuva 47). DEM-mallin pääparametreina käytettiin leikkaus- ja normaalisuuntaisen kontaktin jäykkyyttä ja pinnan kitkakulmaa. Tutkimuksessa tehtiin ensin DEM-menetelmän herkkyyssanalyysi, jotta eri parametrien vaikutusta tuloksiin voitiin arvioida. Herkkyystarkastelun perusteella voitiin päätellä pinnan kitkakulman olevan kriittisin parametri. Tarkastelun perusteella graniittisen kiviaineoksen kontaktien jäykkyytenä käytettiin 10 ja 20 MN/m ja kitkakulmaksi valikoitiin testien perusteella 31° . Artikkelissa esitettyjen tulosten perusteella leikkauskokeen mallinnus toimii hyvin puhtaalla uudella raidesepelillä. Kuvassa 48 on esitetty normaali- ja leikkausvoimat määritettynä laboratoriokokeilla ja DEM-mallinnuksella.



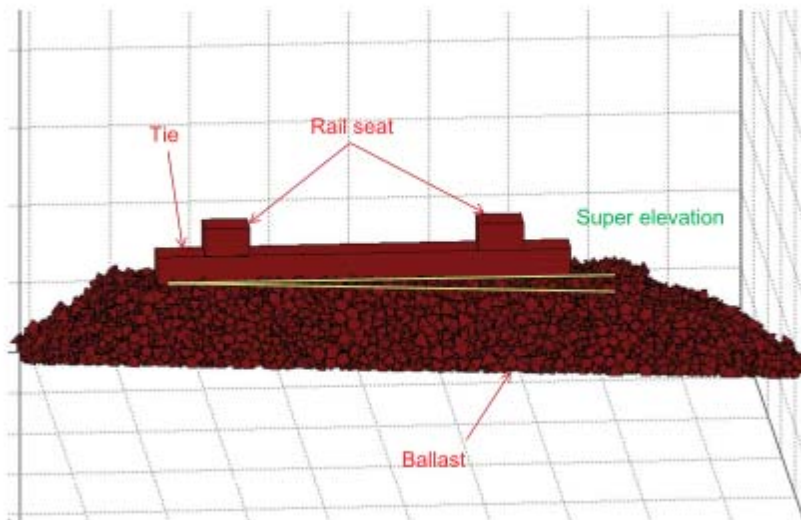
Kuva 47. Raidesepelin rasialeikkauskokeen näytteen valmistelu ja kokeen DEM-malli (Huang, Tutumluer 2014)



Kuva 48. Laboratoriotestien ja DEM-mallin vertailu raidesepelin leikkauskokeessa a) leikkaus-muodonmuutoskuvaaja b) normaali- ja leikkausvoiman suhde. (Huang, Tutumluer 2014)

Edellä mainittuja BLOKS3D mallinnusta koskevia tutkimuksia on jatkettu tekemällä täyden mittakaavan koerakenne neljällä erilaisella sepelytyypillä TTC:n Pueblon koe-radalle. Tutkitut graniittiset sepelit olivat raeminaisuuksiltaan (muoto, kulmikkuus, pinnan ominaisuudet) erilaisia ja näin ollen ne luonnollisesti painuivat eri tavalla. Koerakennetta kuormitettiin 90 miljoonalla bruttotonnilla, mikä vastaa 580 000 vauunun ylitystä. Rakenteesta mitattiin painumia alusrakenteen yläpintaan asennetuilla painumalevyillä. Jokainen DEM-malli koostui noin 13 000 sepelirakeesta, mikä kuvaa 35 cm paksuista tukikerrosta (kuva 49). Muut käytetyt parametrit perustuivat laboratoriossa tehtyihin rasialeikkauskokeen tuloksiin ja malleihin. Mallin rakeiden koko määriteltiin todellisen raekokajakautuman mukaan ja muoto perustui kuva-analyysiin. DEM mallissa kuormitusta simuloitiin niin kutsutulla sandwich mallilla

neljäksellisellä 143-tonnin vaunulla, jonka nopeus oli 73 km/h. DEM mallia kuormitettiin vain 2000 vaunuylityksellä, joten vertailu kenttäkokeeseen tehtiin laskennallisesti ekstrapoloimalla DEM-tulokset vastaamaan samaa kuormitustasoa. Kenttäkokeiden tulokset osoittivat, että eniten litteitä ja pitkulaisia rakeita sisältävä raidesepele rikkoutui ja painui eniten. DEM-mallin ja kenttäkokeen välinen vertailu osoitti, että DEM-mallilla saatiin samaa suuruusluokkaa olevia muodonmuutoksia. (Tutumluer et al. 2013)



Kuva 49. Radan poikkileikkauksen DEM-malli. (Tutumluer et al. 2013)

BLOKS3D ohjelmistolla on mallinnettu lentokenttärakenteissa käytettyä sitomatonta laajalajitteista kiviainesta. DEM mallissa on käytetty raekokoa 6,35–12,7 mm, koska koko materiaalin rakeisuuden kattavan mallin laskeminen vie aivan liikaa laskentakapasiteettia. Toisena simuloinnin reunaehtona oli, että tarkastelu tehtiin 0,5*0,5 m alalta ja 0,2 m syvästä kiviaineslaatikosta. Tutkimuksen ja simuloinnin tuloksena havaittiin kiviainesrakeiden liikkuvan kuormituskohdassa sekä alas- että ylöspäin, kun kuormitus on jatkuvaa ja suuruudeltaan lähellä murtokuormaa. Sama ilmiö todennettiin myös kenttäkokeissa erilaisilla koerakenteilla. (Donovan, Tutumluer & Huang 2009)

Lee (2014) on käyttänyt tuoreessa väitöskirjassaan vähemmän tietokonetehoa vaativaa iDEM-menetelmää (impulse-based DEM) BLOKS-ohjelmistoympäristössä. Menetelmä perustuu tietokonegrafiikassa käytettyyn impulssiperusteiseen dynamiikkaan, jota käytetään muun muassa erilaisissa pelisovelluksissa. Menetelmässä käytetään törmäyksen impulssia kontaktivoiman sijaan. Kontaktivoima voidaan kuitenkin approksimoida simuloinnin aikana minä tahansa ajanhetkenä. Menetelmää on sovellettu rakeiden valumiseen 2D-mallissa. Puolen miljoonan partikkelin simulointi kesti iDEM-menetelmällä vain 2 päivää, kun perinteisellä menetelmällä simulointiin olisi kulunut 9 kuukautta.

Leen (2014) tutkimuksessa on simuloitu myös hiekan isotrooppisesti konsolidoituja avoimia ja suljettuja kolmiakσιαalikokeita perinteisellä DEM-simulaatiolla. Simuloinnissa käytettiin polyhedrisiä partikkeleita yleensä käytettyjen pallojen tai ellipsien sijaan. Simulointi toteutettiin etsimällä todellisen laboratoriokokeen avulla simulointia varten tarvittavat parametrit. Parametrien avulla simuloitiin kokeita erilaisilla selipaineilla ja tiheyksillä. Johtopäätöksenä kokeista voitiin todeta simuloitujen tulos-

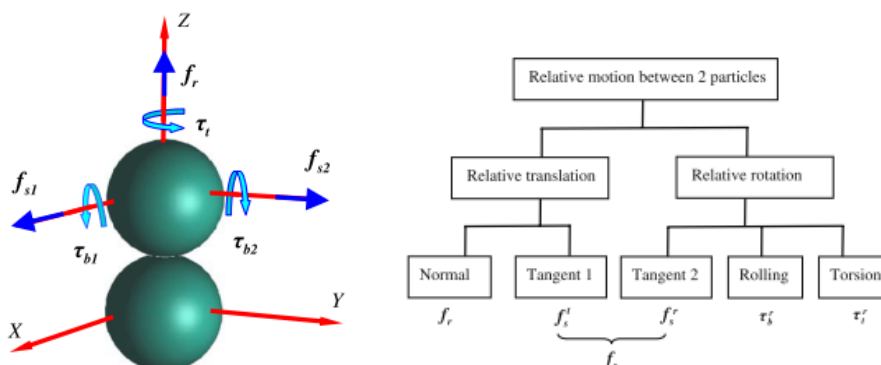
ten vastaavan hyvin kokeellisia tuloksia, toisin sanoen hiekan käyttäytymistä pystyttiin kuvaamaan mallintamalla.

6.3.4 Muut ohjelmistot

Kuten jo aikaisemmin todettiin, useat tutkijat ovat julkaisseet myös omia DEM-sovelluksia ja -ohjelmistoja, useimmiten ne perustuvat kuitenkin Cundallin (1979) alkuperäisiin koodeihin. Seuraavissa kappaleissa on esitetty muutama esimerkki erilaisista sovelluksista, menetelmiä löytyy kirjallisuudesta huomattavasti enemmänkin, mutta niitä on sovellettu enemmän muilla tieteenaloilla. Liitteessä 3 on esitetty luetelo yleisimmistä DEM-ohjelmistoista.

Minnesotan yliopistossa toteutetussa tutkimuksessa selvitettiin useiden eri testausmenetelmien ja numeerisen mallinnuksen avulla tierakentamisessa käytettävien kiviainesten ominaisuuksia. Tutkimuksessa käytettiin DEM mallinnusta kiviaineksen raemuodon, kitkan, rakeisuuden ja jäykkyyden vaikutuksen mallintamiseen erilaisissa testausmenetelmissä. Testimenetelminä olivat laboratorioissa tehtyt California Bearing Ratio (CBR), syklinen kolmiaksaalikoe ja kentällä tehtävä DCP-testi (Dynamic Cone Penetrometer). Mallinnuksessa on käytetty yliopistossa kehitettyä ohjelmistoa, jossa rakeiden määrä on rajoitettu 10 000:een. Tulosten mukaan DEM-menetelmällä onnistuttiin mallintamaan kaikkia testimenetelmiä. Esimerkiksi kolmiaksaalikokeen simuloinnilla pystyttiin esittämään eri tekijöiden kuten partikkeleiden kimmomoduulin vaikutus muodonmuutosmoduuliin. Tulosten mukaan rakeiden muoto ei vaikuttaisi testin tuloksiin. Rakeiden muoto vaikutti DCP-testin tuloksiin siten, että painuma oli pienempi ei-pallonmuotoisilla rakeilla. Myös partikkelikontaktien kitkan lisääntyessä painuma pieneni, jos kitkakulma oli pienempi kuin $28,5^\circ$. Tutkijat esittävät tärkeänä jatkotutkimusaiheena veden vaikutuksen tutkimisen, koska nyt mallit on rakennettu täysin kuiviin olosuhteisiin. Vaikka rakeiden muodon vaikutus DCP-tuloksiin on todennettu, eri muotojen määrällistä vaikutusta ei ole vielä tutkittu. (Yohannes, Hill & Khazanovich 2009; Yohannes et al. 2014)

ESyS-Particle on Queenslandin yliopiston kehittämä vapaan lähdekoodin Python ohjelmointikielinen 3D-DEM-mallinnus ohjelmisto. (Wang, Alonso-Marroquin 2009). Käyttöohje ja lisätietoja sekä ohjelmiston lataus on mahdollista osoitteessa <https://launchpad.net/esys-particle>. Tarvittavia parametreja on havainnollistettu kuvassa 50.



Kuva 50. Kahden partikkelin väliseen vuorovaikutukseen liittyvät parametrin ESyS ohjelmistossa. Parametrilla f_r kuvataan normaalivoimaa ja f_s kuvaa tangentiaalista voimaa, muut parametrin liittyvät partikkelien kiertymiseen. (Wang, Alonso-Marroquin 2009)

Pasimodo on Stuttgartin yliopistossa kehitetty ohjelmistopaketti, joka on tarkoitettu rakeiden mallintamiseen. Ohjelmisto ei ole vapaasti saatavilla, mutta yhteistyö kehittäjien kanssa on mahdollista. Mallissa rakennetta kuvataan palloilla ja niiden välisillä rikkoutuville voimaelementeillä. (Ergenzinger, Seifried & Eberhard 2012a)

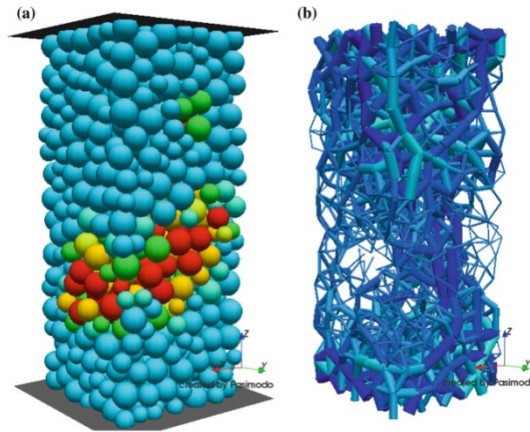
Pasimodo-ohjelmiston toimintaperiaate perustuu jo edellä kuvattuihin mekaanisiin perusasioihin. Partikkeleiden i ja j välinen vuorovaikutusvoimaa F_{ij} voidaan kuvata lineaarisella jousivaimennusta kuvaavalla kaavalla (13), missä k_{ij} on jäykkyyttä kuvaava komponentti, jolle voidaan vastaavasti kirjoittaa kaava (14), missä E = Youngin moduuli. Vakio k perustuu oletukseen, että partikkeleiden keskipisteiden välillä on elastinen sauva. Vakio d on jousivakio ja δ_{ij} kuvaa partikkeleiden osittaista päällekkäisyyttä, joka palloja käytettäessä on suoraan suhteessa partikkelin sijaintiin x ja partikkeleiden säteisiin r kaavan (15) mukaan.

$$F_{ij} = k_{ij} \delta_{ij} + d \dot{\delta}_{ij} \quad (13)$$

$$k_{ij} = \frac{EA_{ij}}{L_{ij}} = \frac{E\pi r_{ij}^2}{2r_{ij}} = \frac{\pi}{2} E r_{ij} \quad (14)$$

$$\delta_{ij} = r_i + r_j - \|x_i - x_j\| \quad (15)$$

Pasimodo-ohjelmistolla on mallinnettu muun muassa graniittisen kiven rikkoutumista yksiaksisiaalisessa puristuskokeessa (kuva 51). Rikkoutumismalli on kehittyvä eli kivi rikkoutuu yhdestä kohdasta ja sen jälkeen rikkoutuminen etenee tiettyjen matemaattisten periaatteiden mukaisesti sidoksillaan. (Ergenzinger, Seifried & Eberhard 2011)



Kuva 51. Puristuskokeessa rikkoutuneen kivikoekappaleen malli, jossa a) kuvataan partikkelitasolla rikkoutuneet sidokset ja b) jäljellä olevien sidosten määrä ja laatu. Tummansiniset sidokset ovat puristusta ja vaaleansiniset ovat vetoa. Sidoksen paksuus kuvaa sen kautta välittyvän voiman suuruutta. (Ergenzinger, Seifried & Eberhard 2011)

Raidesepelin värähtelyitä on analysoitu kiinalaisessa tutkimuksessa viisiparametrillä mallilla, joka perustuu hypoteesiin, jonka mukaan kuormitus siirtyy ratapölkystä sepeliin kartionmuotoisena jakautumana. Raidesepelin värähtelyä ja kehitettyä mallia on testattu täyden mittakaavan kenttäkokeella Etelä-Kiinassa. Mallilla saadut tulokset vastasivat kentällä saatuja tuloksia. (Zhai, Wang & Lin 2004)

ELLIPSE3H -ohjelmisto perustuu Cundalin 1980-luvulla esittämään TRUBAL-ohjelmaan. Ng:n (2006) tutkimuksessa on tehty herkkyystarkastelua neljän DEM-malliin syötettävän lähtöarvon suhteen (leikkausmoduuli, kiintotiheys, vaimennus ja laskennan aika-askel). Herkkyystarkastelussa on käytetty kahdesta erimittaisesta ellipsoidista muodostettua numeerista näytemateriaalia. Muuttujille asetettiin arvoja, jotka olivat 10 % yleisesti käytetystä arvosta ja vastaavasti kymmenkertaisia. Tulosten mukaan testattujen parametrien arvojen suuruudella oli melko vähän vaikutusta simuloinnin onnistumiseen. (Ng 2006)

7 Yhteenveto

7.1 Kiviaineksen lujuuden mittaaminen

Kiviaineksen käyttäytyminen maarakenteissa ja erityisesti hienontuminen käyttöön aikana ovat merkittäviä tekijöitä valittaessa rakenteeseen laadultaan oikeanlaista kiviainesta. Erityisesti radan tukikerroksessa kiviaineksen lujuusominaisuuksilla on suuri merkitys, koska myös rakenteen kunnossapito aiheuttaa merkittävää materiaalin hienontumista. Kivi on luonnollinen ja aina epähomogeeninen materiaali, joten sen käyttäytymisen ennakointi tai mallintaminen vaatii aina yksinkertaisuuksia ja oletuksia. Kiviaineksen lujuusominaisuuksiin perustuvat tutkimukset ovat lähtökohdiltaan pääsääntöisesti empiirisiä ja usein testauksessa on käytetty yhtä tai kahta melko homogeenista kivilajia.

Kiven peruslujuutta kuvaavia parametreja puristus-, taivutus- ja vetolujuutta tarvitaan muun muassa kalliomekaanisessa suunnittelussa. Jännitys-muodonmuutoskäyttäytyminen on myös tärkeä ominaisuus, jota voidaan kuvata erilaisilla moduuliarvoilla. Kiven lujuuteen ja rikkoutumiseen liittyvät oletukset ja murtoteoriat eivät pysty ottamaan huomioon kiven kaikkia ominaisuuksia. Erityisesti kiven anisotropia, mineralogia ja rakenne ovat lujuuteen vaikuttavia tekijöitä, mutta niiden vaikutuksesta lujuuteen voidaan esittää vain joitakin yleisiä periaatteita. Kiven murtuminen tapahtuu kuormituksen synnyttämien vetojännitysten johdosta. Kiven lujuuden määrittämiseen on kehittynyt tiettyjä standardisoituja melko yksinkertaisia menettelytapoja, joista mainittakoon halkaisuvetolujuutta mittaava Brazilian koe ja vetolujuutta mittaava pistekuormitusindeksi. Vaikka näiden kokeiden tuloksia kritisoidaankin, ne ovat parhaita indeksiominaisuuksia, joita kivistä voidaan määrittää.

Rakeisen materiaalien lujuusominaisuuksia mitataan pääosin välillisillä menetelmillä. Yksittäisten kiviainesrakeiden puristuslujuutta voidaan kuitenkin mitata puristuskokeilla tai mittaamalla yksittäisten rakeiden pistekuormitusindeksejä. Jotta yksittäisten rakeiden lujuuden mittaamisella saadaan luotettavia tuloksia, testejä on tehtävä suuri määrä ja lisäksi raekoon on oltava riittävän suuri. Yksittäisten rakeiden lujuusmäärittäyksiä voidaan tehdä esimerkiksi kapealajitteiselle raidesepelille.

Välillisten mittausmenetelmien lähtökohtana on joko iskevän tai hiovan kuormituksen aiheuttaman hienontumisen mittaaminen. Kuten perusominaisuuksien mittaaminen myös rakeisen materiaalin käyttäytymisen arviointi ja mallintaminen perustuvat ensisijaisesti kokeellisten aineistojen analysointiin. Kiviaineksen testituloksia on myös verrattu edellä esitettyihin peruslujuutta kuvaaviin parametreihin. Kokeelliseen aineistoon perustuvista tutkimuksista havaitaan kiven ja kiviaineksen kompleksinen luonne: jos tutkimuksessa halutaan käyttää useita erityyppisiä kivilajeja, on erittäin hankalaa löytää yksinkertaisilla tilastollisilla menetelmillä selkeitä korrelaatioita. Toisaalta rajoittamalla tarkastelu koskemaan yhtä melko homogeenista kivilajia tai -ryhmää voidaan löytää erittäin hyviäkin korrelaatioita eri ominaisuuksien välille. Yleisesti voidaan kuitenkin todeta, että empiiristen aineistojen käsittely vaatii tarkempaa tilastollista tarkastelua kuin vain lineaarinen regressio. Toisaalta useat tulokset osoittavat myös sen, että emme tarkkaan tunne mitä itse asiassa eri testimenetelmillä mitataan. Kirjallisuudesta löytyy todella vähän sellaisia esimerkkejä, joissa lujuusmäärittysten tuloksia ja todellista rakenteen käyttäytymistä olisi pystytty vertaamaan luotettavasti. Useiden empiiristen tutkimusten tuloksena todetaan myös,

että luotettavien tulosten saamiseksi tarvitaan useita rinnakkaisia testejä ja tilastollisten menetelmien käyttöä.

Kiviaineksen mineralogia vaikuttaa lujuustestien tuloksiin, esimerkiksi erittäin karkearakeinen kiviaines voi hienontua nopeasti yksimineraaliseksi rakeiksi, jotka voivat olla erittäin lujia. Yksimineraaliset rakeet voivat olla kuitenkin myös heikkoja riippuen kiviaineksen rapautumistilasta tai mineraalien rikkonaisuudesta. Tällaisesta materiaalista erinomaisena esimerkkinä on rapakivi, jonka mineraalirakeiden koko on useita millimetrejä. Mineralogiaan liittyviä sitomattoman kiviaineksen käyttörajoituksia löytyy kirjallisuudesta hyvin vähän. Suomessa ratarakenteissa käytettävien kiviainesten mineralogialle on asetettu vaatimuksia lähinnä pehmeiden ja rapautumisherkkien mineraalien osalta. Ruotsalaiset ovat päätyneet rajoittamaan kantavassa ja jakavassa kerroksessa käytettävien materiaalien vapaan kiilteen määrää (Trafikverket 2011b). Usein myös kiviaineksen lujuusvaatimukset rajoittavat mineralogiaa, koska rapautumisherkkiä ja pehmeitä mineraaleja sisältävät kiviainekset eivät useinkaan täytä vaadittuja lujuusluokkia.

Kantavan ja jakavan kerroksen tuotteet murskataan usein hyvin yksinkertaisella murskausprosessilla. Radan eristys- ja välikerroksen materiaalin murskausprosessi voi olla hieman monivaiheisempi, koska rakeisuusvaatimukset ovat vaativammat, toisin sanoen hienoainesta on poistettava, jotta päästään vaadittuun pieneen hienoainespitoisuuteen. Murskausprosessissa pyritään rajoittamaan ennen kaikkea hienoaineksen syntymistä, koska sen määrän on ensisijaisesti todettu korreloivan rakenteen käyttäytymisen kanssa.

7.2 Kiviainesvaatimusten asettaminen

Eurooppalaisen standardisoinnin myötä on otettu käyttöön ajattelutapa, että lujuus on kiviaineksen ottopaikan materiaaliominaisuus ja se voidaan määrittää yhdestä kiviaineslajitteesta - yleensä 10/14 mm. Ainoastaan raideseppelin ominaisuudet määritetään karkeammasta lajitteesta 32/50 mm. Vaikka testausmenetelmissä esitetään vaihtoehtoisia lajitteita, ei niille ole esitetty tuotestandardeissa vaatimusluokkia. Pohjoisamerikkalainen ajattelutapa taas korostaa sitä, että testaus pitäisi tehdä siitä testilajitteesta, jota rakenteessa käytettävä tuote edustaa. CE-merkintään johtavissa kiviaineksen tuotestandardeissa ei kuitenkaan toistaiseksi ole esitetty vaatimusluokkia muille testilajitteille, vaan kaikki vaatimukset on esitetty lajitteen 10/14 mm testitulokselle.

Kiviaineksen murskausprosessissa heikoin kiviaines hienonee ja kestävimvät rakeet säilyvät ehjänä. Voidaan esittää kysymys, mikä kiviaineksen raekokolajite on tärkein kiviaineksen hienontumisen kannalta. Useissa tutkimuksissa on todettu, että eri raekoosta tehdyt lujuustestit mittaavat erilaista hienontumista, toisin sanoen mitataan suhteellisesti eri määrää iskunkestävyyttä ja hiovan kulutuksen kestoa. Jos sitomattoman kerroksen maksimiraekoko on 63 mm, edustaako 10/14 mm lajitteesta tehty lujuustesti herkimmin hienontuvaa lajitetta? Pitäisikö hienontumista silmälläpitäen myös tie- tai ratarakenteessa käytettävä materiaalin lujuus testata myös jostakin muusta lajitteesta kuin 10/14 mm? Toisaalta pitää myös pohtia, vastaako kiviaineksen toiminta rakenteessa testausmenetelmällä mitattavaa mekaanista ominaisuutta vai kuvaako testausmenetelmä jotakin muuta.

Muissa Pohjoismaissa sallitaan lujuudeltaan hieman heikompien kiviainesten käyttö. Huomattavaa on myös, että Norjassa ja Ruotsissa tien kantavan kerroksen materiaalin valintakriteerinä on sekä Los Angeles -luku että micro-Deval-arvo. Toinen poikkeava tekijä on lujuusvaatimusten asettaminen liikennemäärän mukaan, mitä ei tällä hetkellä esimerkiksi Suomessa InfraRYL:ssä oteta huomioon mitenkään, vaikka käytännössä lujuusvaatimuksista joustetaan. Kolmas merkittävä ero pohjoismaiden välillä on se, että sekä Norjassa että Ruotsissa asetetaan lujuusvaatimuksia myös jakavan kerroksen materiaalille. Raidesepelin osalta suomalaiset vaatimukset ovat tiukemmat kuin muissa Pohjoismaissa. Eristys- ja välikerroksen murskeille vain Suomessa on tällä hetkellä lujuusvaatimus.

7.3 Kokeellinen hienontumisen mallintaminen

Kiviainekset hienontuvat rakenteessa sen käyttöiän aikana. Hienontumisen etenemiseen vaikuttavat useat eri tekijät, joista tärkeimmät ovat kiviaineksen geologiset ominaisuudet, tuotanto- ja rakentamisprosessi sekä käytön aikaiset kuormitukset. Kuten jo edellä todettiin, erilaiset välilliset yksittäiset standardimuotoiset testit eivät pysty suoraan kuvaamaan kiviaineksen hienontumista rakenteessa. Kiviaineksen kestävyys arvioimiseen olisi järkevää käyttää useampia testausmenetelmiä. Useissa tutkimuksissa on pyritty löytämään tutkitusta aineistosta korrelaatioita eri menetelmien ja rakenteen käyttäytymisen välille. Joissakin tapauksissa korrelaatio on löytynyt, mutta valitettavasti tulos on sovellettavissa vain tietyn tyyppisille paikallisille kivityypeille.

Hienontumista voidaan luonnollisesti tutkia ottamalla rakenteesta näytteitä eri ajanhetkillä. Tutkimus tarvitsee tuekseen myös tietoja rakenteeseen kohdistuneista kuormituksista, jotta tuloksia voidaan arvioida luotettavasti. Radan tukikerroksen kunnon seuranta rakeisuusluvun avulla on paras esimerkki tällaisesta näytteenoton avulla tehtävästä hienontumisen seurannasta. Vanhemmissa rakenteissa käytetyn kiviaineksen alkuperä ja laatutiedot saattavat olla vaikeita löytää. Rakenteesta otettavien näytteiden avulla tehtävä hienontumisen arviointi vaatii pitkän aikajänteen ja saattaa silti päätyä erilaisten suunnittelemattomien muutosten vuoksi epävarmaan tulokseen.

Suurimittakaavaisia testejä kuten syklisiä kolmiakσιαalikokeita on myös käytetty kiviaineksen hienontumisen tutkimisessa. Tutkimuksissa käytetyt kivilajit vaikuttavat tuloksiin merkittävästi, koska esimerkiksi kalkkikivi saattaa kolmiakσιαalikokeessa hienontua huomattavasti, mutta suomalaisilla graniiteilla ei hienontumista juurikaan tapahdu. Käytännössä näiden kokeiden perusteella määritellyt hienontumisindeksit eivät sovellu suomalaiselle kiviainekselle. Kiviaineksen hienontumisen testaamiseen tarvitaan todellista kuormitusta mallintava menetelmä, jossa pääjännitysten suunnat muuttuvat.

Laboratorio-olosuhteissa voidaan kokeellisesti mallintaa rakenteita tai niiden osia ja kuormittaa niitä hallitusti. Laboratoriotutkimusten haasteena ovat luonnollisesti koejärjestelyjä varten tehtävät rakenteen, aikatekijän, ympäristöolosuhteiden ja kuormituksen suhteen tehtävät yksinkertaistukset. Kirjallisuudesta löydettyjen laboratorio-mittakaavaisten hienontumiskokeiden tulokset olivat osittain erittäinkin hyviä, toisin sanoen koejärjestelyillä pystyttiin mallintamaan todellisessa rakenteessa havaittua hienontumista. Toisaalta tuloksissa esiintyi myös ristiriitaisuuksia esimerkiksi eri kivilajityypeillä saatujen tulosten suhteen. Hienontumiskokeiden tulosten vertailu eri menetelmillä mitattuihin lujuusarvoihin ei ollut yksiselitteistä, joissakin tutkimuksis-

sa korrelaatio oli hyvä ja toisissa sitä ei löydetty lainkaan. Hienontumiskokeiden toteuttaminen on pitkäjänteistä tutkimusta ja vaatii tutkittavien lähtömateriaalien ja koejärjestelyjen erittäin tarkan suunnittelun ja liikennekuormitusta oikein mallintavat kuormitusolosuhteet. Erityisen merkittävä tutkimusaihe, joka liittyy näihin laboratoriomittakaavan rakennetta mallintaviin koejärjestelyihin, on kokeiden mallinnus DEM-menetelmällä.

7.4 DEM-mallinnuksen käyttökelpoisuus

DEM-mallinnukseen liittyvä tutkimus jakautuu itse mallin kehittämiseen (partikkelit, parametrit ja laskenta-algoritmit) sekä mallien soveltamiseen eri mittakaavaisissa tutkimuksissa (laboratoriokokeet ja rakenteet). Mallien kehittäminen vaatii aina useamman tieteenalan asiantuntijoiden yhteistyötä ja niiden käyttämiseenkin tarvitaan ohjelmointitaitoja. Selvityksessä on keskitytty PFC ja BLOKS ohjelmistoilla tehtyihin tutkimuksiin, koska näillä malleilla kiviaineksia on tutkittu eniten. Teoreettisesti molemmat ohjelmistot perustuvat samaan perustietoon, mutta eroavat toisistaan joiltakin osin. PFC on kaupallinen ohjelmisto ja BLOKS on Illinoisin yliopistossa kehitetty ohjelmisto. Toinen merkittävä ero näiden kahden menetelmän välillä on valittu partikkelimalli, BLOKS-ohjelmistossa partikkelit mallinnetaan kuva-analyysin avulla mahdollisimman lähelle todellista muotoa, kun taas PCF käyttää palloja ja niistä muodostettuja agglomeraatteja. Molempien ohjelmistojen kehitystyö on jatkuvaa, mistä on muun muassa osoituksena BLOKS-ohjelmistosta pelisovelluksissa käytettyjä ratkaisualgoritmeja hyödyntäen kehitetty iDEM-ohjelmisto.

DEM-mallinnus sisältää suuren joukon yksinkertaistuksia materiaalien todelliseen mekaaniseen käyttäytymiseen verrattuna. Rakeiden muoto on aina pystyttävä kuvaamaan analyttisesti. Kiviaineksen hienontumisen tutkiminen DEM-mallinnuksella ei ole yksinkertaista, koska teoreettisesti partikkeleiden koko tai muoto ei voi muuttua mallinnuksen aikana. Hienontumisen tutkimiseen on kuitenkin mahdollista kehittää ratkaisuja esimerkiksi korvaamalla simuloinnin edetessä rikkoutuvaksi oletettu rae kahdella tai useammalla rakeella tai poistamalla rakeiden välisiä vuorovaikutusvoimia.

DEM-mallinnusta on käytetty kuvaamaan kiviaineksen käyttäytymistä erilaisissa laboratoriokokeissa. Mallinnetut laboratoriokokeet ovat olleet standardimuotoisia testejä kuten yksiaksiaalinen puristuskoe, rasialeikkauskoe, kolmiaksiaaliskoe tai hieman suurimittakaavaisempi kuormituskoe, jolla on pyritty mallintamaan kiviaineksen käyttäytymistä todellisessa rakenteessa. Tulosten perusteella malleilla pystytään kuvaamaan laboratoriokokeita luotettavasti, joten periaatteessa erilaisten virtuaalisten näytteiden testaaminen on mahdollista.

Todellisen rakenteen käyttäytymisen DEM-mallintamiseen liittyvää tutkimusta on julkaistu vähemmän, mutta kehitystä tapahtuu jatkuvasti, eräänä tulevaisuuden kehityssuuntana on nähtävissä FEM- ja DEM-mallinnuksen yhdistäminen. Myös laskenta-algoritmien kehittyminen ja partikkeleiden vuorovaikutukseen ja liikkeiden laskentaan liittyvä menetelmäkehitys saattavat mahdollistaa todellisen rakenteen mallintamisen kehittymisen nopeasti. Mallin validointi ja kalibrointi eli yhteensopivuus todelliseen rakenteen käyttäytymisen kanssa on kuitenkin edelleen suuri haaste, vaikka mallinnusmenetelmät kehittyvät ja nopeutuvat.

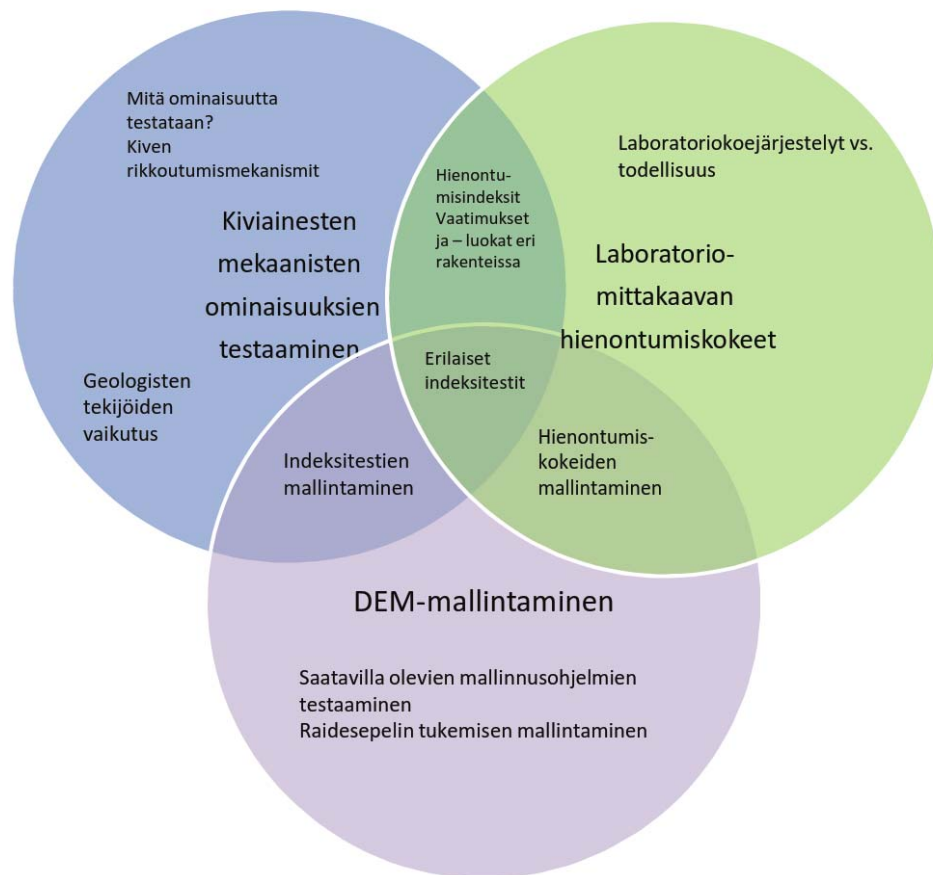
DEM-mallinnus on erittäin suosittu tutkimusaihe raidesepelin käyttäytymisen mallinnuksessa, sepelin tukemiseen ja likaantumiseen liittyviä mallinnuksia on tehty eri tutkimuslaitoksissa. Muiden sitomattomien materiaalin mallinnuksessa DEM-menetelmää on käytetty erittäin vähän, koska laajalajitteisen kiviaineksen mallinnus on erittäin haastavaa niin analyttisesti kuin tietokoneen laskentatehon kannalta. DEM-mallinnus on jatkuvasti kehittyvä alue ja sen kehittymistä on syytä seurata ja tarvittaessa on tehtävä yhteistyötä mallien kehittäjien kanssa.

7.5 Jatkotutkimustarpeet

Kirjallisuusselvityksen perusteella nousee esiin joukko tutkimustarpeita, jotka ovat oleellisia joko mallintamisen tai kiviaineksen testaamiseen käytettyjen menetelmien toimintamekanismin ymmärtämisen kannalta. Sitomattomissa rakenteissa käytettävien kiviainesten lujuuskriteerien elinkaartiloudellisen valinnan perustaksi tarvittavat jatkotutkimukset voidaan jakaa taulukon 13 mukaisesti kolmeen eri aihekokonaisuuteen sekä toisaalta pitkä- ja lyhytjänteisempiin tutkimushankkeisiin. Kuvassa 52 on havainnollistettu eri tutkimusaiheiden välisiä riippuvuussuhteita ja niitä aiheita, jotka palvelevat useita tutkimusaihekokonaisuuksia.

Taulukko 13. Jatkotutkimustarpeet ryhmiteltynä aihealueittain tärkeysjärjestykseen.

Tutkimuksen aihekokonaisuus	Pitkäjänteinen tutkimushanke	Soveltava lyhyemmän aikajänteen tutkimus tai selvitys
Kiviainesten mekaanisten ominaisuuksien testaaminen	Kiviaineksen rikkoutumismekanismit standardimuotoisissa indeksikokeissa, geologisten tekijöiden vaikutukset, suomalaisen kiven rikkoutumista kuvaavat indeksit. Vertailuaineistona todellisesta rakenteesta kerätty tieto.	Hiovan kulutuksen keston mittaaminen ja kriteerien asettamisen tien kantava ja jakavan kerroksen materiaaleille
	Indeksiominaisuuksien mittaaminen mallintamista varten: yksiaksiaalinen puristuslujuus, pistekuormitusindeksi, kitka	Lujuustestien vaatimusluokkien asettaminen liikennekuormituksesta riippuvana
Laboratoriomittakaavan hienontumiskokeet	Liikennekuormitusta mahdollisimman todenmukaisesti mallintavat laboratoriokokeet (laatikkokokeet) valikoiduilla materiaaleilla (raidesepeli ja tien kantava kerros)	Hienontumiseen liittyvien indeksikokeiden menettelytavat ja laboratoriokokeita tukevat testausmenetelmät
DEM-mallintaminen	Kiven peruslujuutta mittaavien testien ja kiviaineksen lujuustestien mallintaminen DEM-ohjelmistolla yhteistyössä ohjelmistojen kehittäjien kanssa	Saatavilla olevien DEM-mallinnusohjelmien testaaminen
	Laboratoriomittakaavaisten hienontumiskokeiden mallintaminen ja virtuaalisten näytteiden testaaminen mallinnuksen avulla	DEM-mallit tukemisen ja tukemistarpeen näkökulmasta, kirjallisuusselvitys ja ohjelmistojen testaus



Kuva 52. Jatkotutkimustarpeet havainnollistettuna eri aihepiirien tutkimus-aiheiden avulla.

Eri aihekokonaisuuksiin liittyvät tutkimukset ovat laajuudeltaan varsin erilaisia. Esimerkiksi käytännön selvitys hiovan kulutuksen kestoa koskevien vaatimusten asettamisesta tien kantavan ja jakavan kerroksen materiaaleille on mahdollista hoitaa melko pienimuotoisella selvityksellä. Selvitys tukee kuitenkin omalta osaltaan laajempaa kiviaineksen mekaaniseen testaamiseen liittyvää kokonaisuutta, hienontumiskokeita ja mallintamista. Ehdotetuista laajemmista jatkotutkimushankkeista potentiaalisimpia ovat laboratoriomittakaavan hienontumiskokeet ja niiden mahdollinen mallintaminen sekä hienontumiskokeissa käytettävien materiaalien indeksiominaisuuksien määrittäminen. Tutkimushankkeen tavoitteena olisi tuottaa tietoa hienontumisen prosesseista ja lujuustesteillä saatavien tulosten ja hienontumisen keskinäisestä riippuvuussuhteesta. Kokeellinen osuus tulisi toteuttaa tarkasti valikoidulla kiviainesmateriaalilla, jotta tiettyjä kokeellisen toimintaan liittyviä epävarmuustekijöitä voidaan eliminoida. DEM-mallinnuksen soveltaminen raidesepelin tukemiseen liittyvässä tutkimushankkeessa on myös potentiaalinen jatkotutkimusaihe, sen jälkeen kun tarvittava tutkimusaineisto validointia varten on hankittu.

Kirjallisuus

Alaei, E. & Mahboubi, A. 2012, "A discrete model for simulating shear strength and deformation behaviour of rockfill material, considering the particle breakage phenomenon", *Granular Matter*, vol. 14, no. 6, pp. 707-717.

Allam, L.M. & Ebrahimpour, A. 2014, "Comparative analysis of idaho and micro-deval aggregate degradation test methods", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 26, no. 1, pp. 198-201.

Alemu, A.Y. 2011, *Survey of Railway Ballast Selection and Aspects of Modelling Techniques*. Master Thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm

AREMA 2002, *Manual for Railway Engineering, Volume 1*.

ASTM 2013, *D7012-13 Standard Test Methods for Compressive Strength and Elastic Moduli of Intact Rock Core Specimens under Varying States of Stress and Temperatures*.

ASTM 2012, *ASTM C535-12 Standard Test Method for Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine*.

ASTM 2010, *ASTM D6928-10 Standard Test Method for Resistance of Coarse Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus*.

ASTM 2008a, *D3967-08 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens*.

ASTM 2008b, *D5371-08: Standard test method for Determination on the Point Load Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications*.

ASTM 2008c, *D7428-08e1 Standard Test Method for Resistance of Fine Aggregate to Degradation by Abrasion in the Micro-Deval Apparatus*.

ASTM 2006, *ASTM C131-06 Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine*.

Aursudkij, B. 2007, *A laboratory study of railway ballast behaviour under traffic loading and tamping maintenance*, PhD Thesis, University of Nottingham.

Aursudkij, B., McDowell, G.R. & Collop, A.C. 2009, "Cyclic loading of railway ballast under triaxial conditions and in a railway test facility", *Granular Matter*, vol. 11, no. 6, pp. 391-401.

Bach, H. 2013, *Evaluation of attrition tests for railway ballast*, PhD Thesis, Graz University of Technology.

Banedanmark 2014, *Ballast og underballast. Materialekrav. Banenorm BN2-19-2*, Banedanmark.

Banverket 2004, *BVS 585.52 Makadamballast för järnväg*, Standard edn.

Belt, J., Kolisoja, P., Alatyppö, V. & Valtonen, J. 2006, *Tierakenteen rappeutuminen ja kunnan ennustaminen*, Oulun yliopiston rakentamisteknologian tutkimusryhmä, Oulu.

Belt, J., Lämsä, V.P., Savolainen, M. & Ehrola, E. 2002, *Tierakenteen vaurioituminen ja tiestön kunto*, Tiehallinto. Helsinki.

Blyth, F.G.H. & De Freitas, M.H. 1984, *A geology for engineers*, Cambridge Univ Press.

Bohlooli, B. & Hoven, E. 2007, "A laboratory and full-scale study on the fragmentation behavior of rocks", *Engineering Geology*, vol. 89, no. 1-2, pp. 1-8.

Boucher, D. & Selig, E. 1987, "Application of Petrographic Analysis to Ballast Performance Evaluation.", *Transportation Research Record*, , no. 1131, pp. 15-25.

Brattli, B. 1992, "The influence of geological factors on the mechanical properties of basic igneous rocks used as road surface aggregates", *Engineering Geology*, vol. 33, no. 1, pp. 31-44.

Chang, C. & Haimson, B. 2013, "Reply to comments on the ISRM suggested method "a failure criterion for rocks based on true triaxial testing", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 46, no. 4, pp. 921-922.

Chang, C. & Haimson, B. 2012, "A failure criterion for rocks based on true triaxial testing", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 45, no. 6, pp. 1007-1010.

Chen, C., McDowell, G.R. & Thom, N.H. 2013, "A study of geogrid-reinforced ballast using laboratory pull-out tests and discrete element modelling", *Geomechanics and Geoengineering*, 8(4), 244-253.

Chen, C., McDowell, G.R. & Thom, N.H. 2012, "Investigating geogrid-reinforced ballast using laboratory pull-out tests and discrete element modelling", *2nd International Conference on Transportation Geotechnics, ICTG 2012*, 10 September 2012 through 12 September 2012, pp. 667-672.

Cundall, P.A. & Strack, O.D.L. 1979, "Discrete numerical model for granular assemblies", *Geotechnique*, vol. 29, no. 1, pp. 47-65.

Department of transport 2014, *Manual of contract documents for highway works volume 1. Specification for highway works series 800 road pavements - (11/04) Unbound, cement and other hydraulically bound mixtures*, Highway agency, <http://www.dft.gov.uk/ha/standards/ghost/mchw/vol1/index.htm>.

Descantes, Y., Fosse, Y. & Milcent, F. 2006, "Automated measurement of railway ballast angularity", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 18, no. 4, pp. 612-618.

Donovan, P.R., Tutumluer, E. & Huang, H. 2009, "Use of 3-dimensional discrete element model to examine aggregate layer particle movement due to load wander", *8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, BCR2A'09*, 29 June 2009 through 2 July 2009, pp. 619.

Donzé, F.V., Richefeu, V. & Magnier, S. 2009, "Advances in discrete element method applied to soil, rock and concrete mechanics", *Electron J Geotech Eng*, vol. 8, pp. 1-44.

Dubois, F., Renouf M., Taforel, P. & Voivret, C. 2013 "On the use of a high performance hybrid FEM/DEM modelling approach for an improved simulation of railway track", *Proceedings of the first railway track science & engineering workshop Ballast: issues and challenges*, 5 – 6 December 2013. Paris.

Ebrahimi, A., Tinjum, J. M., & Edil, T. B. (2014). Deformational behavior of fouled railway ballast. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(999), pp. 1-12.

Ergenzinger, C., Seifried, R. & Eberhard, P. 2012a, "A discrete element approach to model breakable railway ballast", *Journal of Computational and Nonlinear Dynamics*, vol. 7, no. 4.

Ergenzinger, C., Seifried, R. & Eberhard, P. 2012b, "A discrete element model predicting the strength of ballast stones", *Computers and Structures*, vol. 108-109, pp. 3-13.

Ergenzinger, C., Seifried, R. & Eberhard, P. 2011, "A discrete element model to describe failure of strong rock in uniaxial compression", *Granular Matter*, vol. 13, no. 4, pp. 341-364.

Erichsen, E. 2014 "Plotting aggregate degradation results from the Los Angeles test on a triangular diagram: proposal of a new quality ranking for aggregates". *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* (in press).

Erichsen, E., Ulvik, A. & Sævik, K. 2011, "Mechanical degradation of aggregate by the Los Angeles-, the micro-deval-and the nordic test methods", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 44, no. 3, pp. 333-337.

Esveld, C. 2001, *Modern Railway Track*, 2nd edn, MRT-Productions, Zaltbommel.

European Commission 2004a, Technical Terms of Delivery for aggregates used in road construction [German designation: TL Gestein-StB 04], Notified document 2004/71/D. Saatavissa:
<http://ec.europa.eu/enterprise/tris/en/search/?trisaction=search.detail&year=2004&num=71>, luettu 11.9.2014

European Commission 2004b, Draft Order adopting Chapters 6 (Ballast) and 7 (Sub-ballast) of the Memorandum of general technical requirements for railway materials (Spanish abbreviation - PF). Notified document 2004/518/E. Saatavissa
<http://ec.europa.eu/enterprise/tris/en/search/?trisaction=search.detail&year=2004&num=518>. Luettu 11.9.2014.

European Commission 2004c. Guidelines and regulations for road construction [German designation: RVS 8S.05.11]: road construction work (not including surfacing work), road bases: unbound road bases. Notified documents 2004/78/A. Saatavissa
<http://ec.europa.eu/enterprise/tris/en/search/?trisaction=search.detail&year=2004&num=78>. Luettu 11.9.2014.

European Commission 2014. Draft ministerial order updating certain sections of the general technical specifications for works on roads and bridges, relating to basic materials, road surfaces and pavements, signals, traffic guidance equipment and vehicle containment systems. Notified document 2014/169/E. Saatavissa <http://ec.europa.eu/enterprise/tris/en/search/?trisaction=search.detail&year=2014&num=169> Luettu 11.9.2014.

Fener, M., Kahraman, S., Bilgil, A. & Gunaydin, O. 2005, "A Comparative Evaluation of Indirect Methods to Estimate the Compressive Strength of Rocks", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 38, no. 4, pp. 329-343.

Ferrellec, J.-F. & McDowell, G.R. 2010, "A method to model realistic particle shape and inertia in DEM", *Granular Matter*, vol. 12, no. 5, pp. 459-467.

Fookes, P. G., Gourley, C. S., & Ohikere, C. 1988, "Rock weathering in engineering time", *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 21(1), pp. 33-57.

Frades, C.L. 2014, European requirements for railway subballast, unpublished presentation in meeting of CEN/TC154 WG11 28th March 2014, Madrid

Franklin, J.A. 1985, "Suggested method for determining point load strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 22, no. 2, pp. 51-60.

Gercek, H. 2007, "Poisson's ratio values for rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 44, no. 1, pp. 1-13.

Giannakos, K. 2010, "Stress on Ballast-Bed and Deterioration of Geometry in a Railway Track", *Journal of Civil Engineering and Architecture*, vol. 4, no. 6, pp. 31.

Gräbe, P.J. & Clayton, C.R.I. 2009, "Effects of principal stress rotation on permanent: Deformation in rail track foundations", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 135, no. 4, pp. 555-565.

Guidicini, G., Nieble, C.M. & Cornides, A.T.d. 1973, "Analysis of point load test as a method for preliminary geotechnical classification of rocks", *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, vol. 7, pp. 37-52.

Haimson, B. & Chang, C. 2000, "A new true triaxial cell for testing mechanical properties of rock, and its use to determine rock strength and deformability of Westerly granite", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 37, no. 1-2, pp. 285-296.

Hansson, J., Stenlid, L. & Thorlid, J. 2004, *Analys av glimmerförekomst i obundna överbyggnadsmaterial SBUF projekt 11210*, Skanska Teknik Väg och Asfalt, Göteborg.

Harrison, J.P. & Hudson, J.A. 2000, *Engineering rock mechanics-an introduction to the principles*, Elsevier.

Hartley, A. 1974, "A review of the geological factors influencing the mechanical properties of road surface aggregates", *Quarterly Journal of Engineering Geology*, vol. 7, pp. 69-100.

Hill, K., Yohannes, B. & Khazanovich, L. 2012, "Unified mechanistic approach for modeling tests of unbound pavement materials", *Journal of Transportation Engineering*, vol. 138, no. 9, pp. 1091-1098.

Höbeda, P. & Chytla, J. 1985, *Nötning av beläggingssten i kulkvarn*, Väg- och Trafik-Institutet, VTI meddelande 444, Linköping.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002, "Hoek-Brown failure criterion-2002 edition", *Proceedings of NARMS-Tac*, , pp. 267-273.

Hoek, E. & Brown, E.T. 1997, "Practical estimates of rock mass strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 34, no. 8, pp. 1165-1186.

Hofer, V., Bach, H., Latal, C. & Neubauer, A. 2013, "Impact of Geometric and Petrographic Characteristics on the Variability of LA Test Values for Railway Ballast", *Mathematical Geosciences*, vol. 45, no. 6, pp. 727-752.

Hofer, V., Pilz, J. & Helgason, T.S. 2006, "Statistical classification of different petrographic varieties of aggregates by means of near and mid infrared spectra", *Mathematical Geology*, vol. 38, no. 7, pp. 851-870.

Hossain, M.S., Lane, D.S. & Schmidt, B.N. 2007, *Use of the Micro-Deval test for assessing the durability of Virginia aggregates*, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville.

Huang, H. 2010, *Discrete element modeling of railroad ballast using imaging based aggregate morphology characterization*, PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Huang, Y. 2004, *Pavement Analysis and Design*, 2nd edn, Prentice-Hall, New Jersey, Pearson.

Huang, H. & Tutumluer, E. 2014, "Image-aided element shape generation method in discrete-element modeling for railroad ballast", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 26, no. 3, pp. 527-535.

Indraratna, B. & Salim, W. 2002, "Modelling of particle breakage of coarse aggregates incorporating strength and dilatancy", *Proceedings of Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*, vol. 155, no. 4, pp. 243-252.

Indraratna, B., Salim, W. & Rujikiatkamjorn, C. 2011, *Advanced rail geotechnology-ballasted track*, Taylor&Francis Group, LLC.

Indraratna, B., Ngo, N.T., Rujikiatkamjorn, C. & Vinod, J.S. 2014, "Behavior of fresh and fouled railway ballast subjected to direct shear testing: Discrete element simulation", *International Journal of Geomechanics*, vol. 14, no. 1, pp. 34-44.

Indraratna, B., Nimbalkar, S.S. & Tennakoon, N. 2010, "The behaviour of ballasted track foundations: Track drainage and geosynthetic reinforcement", *GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling and Design Conference*, 20 February 2010 through 24 February 2010, pp. 2378.

Indraratna, B., Thakur, P.K. & Vinod, J.S. 2010, "Experimental and numerical study of railway ballast behavior under cyclic loading", *International Journal of Geomechanics*, vol. 10, no. 4, pp. 136-144.

Indraratna, B., Thakur, P.K., Vinod, J.S. & Salim, W. 2012, "Semiempirical Cyclic Densification Model for Ballast Incorporating Particle Breakage", *International Journal of Geomechanics*, vol. 12, no. 3, pp. 260-271.

Indraratna B., Lackenby J., Christie D. 2005, "Effect of confining pressure on the degradation of ballast under cyclic loading", *Geotechnique*, 55, 4, pp. 325-328.

Indraratna, B., Vinod, J.S. & Lackenby, J. 2009, "Influence of particle breakage on the resilient modulus of railway ballast", *Geotechnique*, vol. 59, no. 7, pp. 643-646.

Ishikawa, T. & Miura, S. 2015, "Influence of moving wheel loads on mechanical behavior of submerged granular roadbed", *Soils and Foundations*, vol. 55, no. 2, pp. 242-257.

Ishikawa, T., Sekine, E. & Miura, S. 2011, "Cyclic deformation of granular material subjected to moving-wheel loads", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 48, no. 5, pp. 691-703.

ISRM 1978, *Suggested Method for Determining Indirect Tensile Strength by the Brazil Test*, Standard.

Jernbaneverket 2014, 7.1.2014-last update, *Overbygning/Ballast* [Homepage of Jernbaneverket, Norge], [Online]. Available: <http://trv.jbv.no/ts/Overbygning/Ballast> [2014, 03/19].

Kahraman, S. & Toraman, O. 2008, "Predicting Los Angeles abrasion loss of rock aggregates from crushability index", *Bulletin of Materials Science*, vol. 31, no. 2, pp. 173-177.

Kahraman, S. & Fener, M. 2007, "Predicting the Los Angeles abrasion loss of rock aggregates from the uniaxial compressive strength", *Materials Letters*, vol. 61, no. 26, pp. 4861-4865.

Kahraman, S., Fener, M. & Kozman, E. 2012, "Predicting the compressive and tensile strength of rocks from indentation hardness index", *SAIMM - Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, vol. 112, no. 5, pp. 331-339.

Kalliainen, A., Kolisoja, P. & Nurmikolu, A. 2014, *Radan 3D-rakennemalli ja ratarakenteen kuormituskestävyys*, Liikennevirasto, Helsinki.

Kalliainen, A., Luomala, H., Jäniskangas, T., Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. 2011, *Radan eristys- ja välikerroksen tiiviys- ja kantavuustutkimus*, Liikennevirasto, Helsinki.

Kallio, V. 2003, *Tiehallinnon selvityksiä 62/2003. Sitomattoman kantavan kerroksen murskeen laadun vaikutus tien vaurioitumiseen*, Tiehallinto, Helsinki.

Kannisto, P., Saarinen, L., Niemi, A., Partanen, E., Eerola, M. & Sistonen, M. 1979, *Asfalttipäällysteiden testausmenetelmiä TIE-menetelmät*, VTT Tie- ja liikennelaboratorio Tiedonanto 50, Helsinki.

Kauranne, L.K. 1971, "Kiven laadun vaikutus murskauksessa", *Maansiirto*, vol. 4.

Kauranne, L.K. 1969, "Päällystekiviaineskysymyksistä", *Maansiirto*, vol. 5, pp. 14-18.

Kauranne, L.K. & Markkula, V. 1967a, "Asfalttipäällysteisiin käytettävä kiviaines", *Rakennustekniikka*, vol. 10, pp. 589-591.

Kauranne, L.K. & Markkula, V. 1967b, "Kiviaineksen murskaus ja varastointi", *Rakennustekniikka*, vol. 9, pp. 516-520.

Kauranne, L.K. & Markkula, V. 1967c, "Rakennusalan kiviainekset", *Rakennustekniikka*, vol. 7&8, pp. 441-445.

Keinonen, L. 1953-1962, *Raidesepelin laatuvaatimukset*, Puhtaaksikirjoitettu alustus. Julkaisematon.

Kolisoja, P., Kalliainen, A. & Vuorimies, N. 2013, "Mechanistic Design of Low Volume Road Structures", *International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*, vol. 1, pp. 331-340.

Kolisoja, P. 2013, *Mode 2 Rutting Design Approach*, ROADEX Network. <http://www.roadex.org/>

Kolisoja, P. 1997, *Resilient deformation characteristics of granular materials*, PhD Thesis, Tampere University of Technology.

Kou, S.Q., Liu, H.Y., Lindqvist, P.-., Tang, C.A. & Xu, X.H. 2001, "Numerical investigation of particle breakage as applied to mechanical crushing - Part II: Interparticle breakage", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 38, no. 8, pp. 1163-1172.

Kuttelwascher C. & Zuzic, M. 2012, "Trackballast in Austria. Part 1, 2 and 3 " .Rail Infrastructure 88-90, Saatavissa: http://www.plassertheurer.com/pdf/publications/ri_12888990.pdf (luettu 10.9.2014)

Kuula-Väisänen, P. & Kaivola, T. 2002, "Technical Requirements for Railway Ballast in Finland", *9th Nordic Aggregate Research Conference, 12.-14.9.2002 Reykjavik*, p. 3 .

Kuula-Väisänen, P. & Uusinoka, R. 2002, "Effects on EN - Standards on Aggregate Quality Control in Finland;", *9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment, Durban, South Africa, 16-20 September 2002*, pp. 2538-2542.

Legendre, D. & Zevenhoven, R. 2014, "Assessing the energy efficiency of a jaw crusher", *Energy*, 74 pp.119-130.

Lehtinen, M., Nurmi, P. & Rämä, T. 1998, *Suomen kallioopera 3000 vuosimiljoonaa*, Suomen geologinen seura. Helsinki.

Lee, S. J. (2014). *Developments in large scale discrete element simulations with polyhedral particles*, PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

LeKarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. 2000a, "State of the art. I: Resilient response of unbound aggregates", *Journal of Transportation Engineering*, vol. 126, no. 1, pp. 66-75.

Lekarp, F., Isacsson, U. & Dawson, A. 2000b, "State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates", *Journal of Transportation Engineering*, vol. 126, no. 1, pp. 76-83.

Li, D. & Wong, L.N.Y. 2013, "The Brazilian disc test for rock mechanics applications: review and new insights", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 46, no. 2, pp. 269-287.

Li, H. 2013, *Discrete element method (DEM) modelling of rock flow and breakage within a cone crusher*. PhD Thesis, University of Nottingham.

Liikennevirasto 2012, *Tien geotekninen suunnittelu. Liikenneviraston ohjeita 10/2012.*, Liikennevirasto, Helsinki.

Lim, W.L. 2004, *Mechanics of railway ballast behavior*, PhD Thesis. University of Nottingham.

Lim, W.L. & McDowell, G.R. 2005, "Discrete element modelling of railway ballast", *Granular Matter*, vol. 7, no. 1, pp. 19-29.

Lim, W.L., McDowell, G.R. & Collop, A.C. 2004, "The application of Weibull statistics to the strength of railway ballast", *Granular Matter*, vol. 6, no. 4, pp. 229-237.

Liu, H., Lindqvist, P.-., Åkesson, U., Kou, S. & Lindqvist, J.-. 2012, "Characterisation of rock aggregate breakage properties using realistic texture-based modelling", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 36, no. 10, pp. 1280-1302.

Lobo-Guerrero, S. & Vallejo, L.E. 2006a, "Application of Weibull statistics to the tensile strength of rock aggregates", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, no. 6, pp. 786-790.

Lobo-Guerrero, S. & Vallejo, L.E. 2006b, "Discrete element method analysis of rail-track ballast degradation during cyclic loading", *Granular Matter*, vol. 8, no. 3-4, pp. 195-204.

Lobo-Guerrero, S., Vallejo, L.E. & Vesga, L.F. 2006, "Visualization of crushing evolution in granular materials under compression using DEM", *International Journal of Geomechanics*, vol. 6, no. 3, pp. 195-200.

Lowery, M.S. & Zeghal, M. 2002, "Are laboratory conditions representative of field conditions? - A closer look at grain crushing", *Canadian Society for Civil Engineering - 30th Annual Conference: 2002 Challenges Ahead*, 5 June 2002 through 8 June 2002, pp. 2365.

Lu, M. 2008, *Discrete Element Modelling of Railway Ballast*, PhD Thesis, University of Nottingham.

Lu, M. & McDowell, G.R. 2007, "The importance of modelling ballast particle shape in the discrete element method", *Granular Matter*, vol. 9, no. 1-2, pp. 69-80.

Mahmoud, E. & Masad, E. 2007, "Experimental methods for the evaluation of aggregate resistance to polishing, abrasion, and breakage", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 19, no. 11, pp. 977-985.

McDowell, G.R. & Amon, A. 2000, "The application of weibull statistics to the fracture of soil particles", *Soils and Foundations*, vol. 40, no. 5, pp. 133-141.

McDowell, G.R., Bolton, M.D. & Robertson, D. 1996, "The fractal crushing of granular materials", *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 44, no. 12, pp. 2079-2102.

McDowell, G.R. & de Bono, J.P. 2013a, "On the micro mechanics of one-dimensional normal compression", *Geotechnique*, vol. 63, no. 11, pp. 895-908.

McDowell, G.R. & de Bono, J.P. 2013b, "A new creep law for crushable aggregates", *Geotechnique Letters*, pp. 103-107.

McDowell, G.R., Lim, W.L. & Collop, A.C. 2003, "Measuring the strength of railway ballast", *Ground Engineering*, vol. 36, no. 1, pp. 25-28.

Miskovsky, K., Taborda Duarte, M., Kou, S.Q. & Lindqvist, P.-. 2004, "Influence of the Mineralogical Composition and Textural Properties on the Quality of Coarse Aggregates", *Journal of Materials Engineering and Performance*, vol. 13, no. 2, pp. 144-150.

Ng, T.-. 2006, "Input parameters of discrete element methods", *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 132, no. 7, pp. 723-729.

Nieminen, P., Tolla, P. 1987, *Kalliomurskeen hienoneminen märkäkulutuskokeessa*, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Rakennustekniikan osasto, Rakennusgeologia. Raportti 14, Tampere

Nurmikolu, A. 2007, "Frost susceptibility of degraded railway ballasts and unused crushed rock aggregates", *Proceedings of the 8th International Symposium on Cold Region Development*, Tampere, Finland, September 25-27, 2007, pp. 167.

Nurmikolu, A. 2004, *Murskatun kalliokiviaineksen hienoneminen ja routivuus radan rakennekerroksissa, kirjallisuustutkimus*, Ratahallintokeskus, Helsinki.

Nurmikolu, A. 2005, *Degradation and frost susceptibility of crushed rock aggregates used in structural layers of railway track*, PhD Thesis, Tampere University of Technology, Tampere.

Nurmikolu, A. & Kolisoja, P. 2010 *Sepelinpuhdistuksen vaikutukset raidesepelin ominaisuuksiin*. Liikennevirasto, Rautatieosasto, Helsinki.

Nålsund, R. 2014, *Railway Ballast Characteristics, Selection Criteria and Performance*, PhD Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim

O'Sullivan, C. 2013, *Particulate Discrete Element Modelling - A Geomechanics Perspective*, Applied Geomechanics Volume 4, Routledge, New York.

PANK ry 2011, *Asfalttinormit 2011 lisälehtineen*, Helsinki

Passi, T. 2007, *Maatutkatekniikan hyödyntäminen radan tukikerroksen kunnan arvioinnissa*. Diplomityö, Tampereen teknillinen yliopisto, Tampere.

Perras, M.A. & Diederichs, M.S. 2014, "A Review of the Tensile Strength of Rock: Concepts and Testing", *Geotechnical and Geological Engineering*, pp. 1-22.

Pohjanperä, P., Wanne, T. & Johansson, E. 2005, "Point Load Test Results from Olkiluoto Area Borehole Cores", *Posiva Working Report*, vol. 59.

Potyondy, D.O. & Cundall, P.A. 2004, "A bonded-particle model for rock", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 41, no. 8 SPEC.ISS., pp. 1329-1364.

Pusch, R. 1995, *Rock mechanics on a geological base*, Access Online via Elsevier.

Quezada, J.C., Saussine, G., Breul, P. & Radjai, F. 2014. "Predicting the settlement of coarse granular materials under vertical loading". *Sci. Rep.* 4, 5707; Saatavilla <http://www.nature.com/scientificreports>

Radjai, F., Quezada, J., Azéma, E., Breul, P. & Saussine, G. 2013, "Micromechanics of ballast material", *Proceedings of the first railway track science & engineering workshop ballast: issues and challenges* Paris, 5 – 6 December 2013.

Radjai, F. & Richefeu, V. 2009, "Contact dynamics as a nonsmooth discrete element method", *Mechanics of Materials*, vol. 41, no. 6, pp. 715-728.

Rakennusinsinööriyhdistys 1957, *Asfaltti- ja tervapäälysteiden normaalimääräykset*, Rakennusinsinööriyhdistys, Helsinki.

Rakennustieto 2010, *InfraRYL 2010. Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset. Osa 1. Väylät ja alueet.*, Rakennustietosäätiö RTS, Helsinki.

Rangaraju, P.R. & Edlinski, J. 2008, "Comparative evaluation of micro-deval abrasion test with other toughness/ abrasion resistance and soundness tests", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 20, no. 5, pp. 343-351.

Ratahallintokeskus 2002, *Ratatekniset määräykset ja ohjeet. Osa 15: Radan kunnossapito*, Ratahallintokeskus, Helsinki.

Ratahallintokeskus 2001, *Raidesepelin tekniset toimitusehdot*, Ratahallintokeskus, Helsinki.

Ratahallintokeskus 1999, *Rautatien maarakennustöiden yleinen työselitys ja laatuvaatimukset. Osa 5 Maaleikkaus- ja pengerrystyöt*, Ratahallintokeskus D5. Helsinki.

Ratatekniset ohjeet. Osa 11 2002, *Radan päällysrakenne*, Ohje, Helsinki.

Ratatekniset ohjeet. Osa 3 2008, *Radan rakenne*, Ohje, Helsinki.

Refahi A, Aghazadeh Mohandesi J, Rezai B. 2010, "Discrete element modeling for predicting breakage behavior and fracture energy of a single particle in a jaw crusher", *Int J Miner Process*; vol. 94(1-2):83-91

ROADDEX 2014, *ROADDEX network* [Homepage of ROADDEX Network], [Online]. Available: <http://www.roadex.org/> [2014, 2/27].

Ruuskanen, J. 2006, *Influence of rock properties on compressive crusher performance*, PhD Thesis, Tampere University of Technology, Tampere.

Röthlisberger, F., Däppen, J., Kurzen, E. & Würsch, E. 2005, "Los Angeles-Prüfung für Gleisschotter - Aussagekraft und Folgerung", *ETR, Eisenbahntechnische Rundschau*, vol. 54, no. 6, pp. 335-361.

Saarinen, M. 2008, *Ratojen alusrakenteissa käytettyjen materiaalien routimisherkeyys*, Ratahallintokeskus A7, Helsinki.

Salim, W. & Indraratna, B. 2004, "A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage", *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 41, no. 4, pp. 657-671.

Saussine, G. & Voivret, C. 2013, "DEM Modelling Serving Science and Engineering at SNCF", *Proceedings of the first railway track science & engineering workshop: Ballast: issues and challenges*, Paris, 5 – 6 December 2013.

Sevi, A. & Ge, L. 2012, "Cyclic behaviors of railroad ballast within the parallel gradation scaling framework", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 24, no. 7, pp. 797-804.

SFS 2014a, *SFS 7017 Betonista tai luonnonkivestä tehdyille ulkotilojen päällystekiville, -laatoille ja reunakiville eri käyttökohteissa vaaditut ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot*.

SFS 2014b, *SFS-EN 1097-9 Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Part 9: Determination of the resistance to wear by abrasion from studded tyres. Nordic test*

SFS 2011a, *SFS-EN 1097-1 Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Part 1: Determination of the resistance to wear (micro-Deval)*.

SFS 2011b, *SFS-EN 13285 Unbound mixtures - Specifications*.

SFS 2010, *SFS-EN 1097-2 Kiviainesten fysikaalisten ja mekaanisten ominaisuuksien testaus. Osa 2: Iskunkestävyyden määrittämismenetelmät*.

SFS 2007a, *SFS 7005 Sitomattomiin ja hydraulisesti sidottuihin materiaaleihin käytettäviltä kiviaineksilta maa- ja vesirakenteissa sekä tierakenteissa vaadittavat ominaisuudet ja niille asetetut vaatimustasot*.

SFS 2007b, *SFS 7007 Raidesepeleliviaineksilta vaadittavat ominaisuudet ja niille asetut vaatimustasot.*

SFS 2006a, *SFS-EN 12372 Natural stone test methods - Determination of flexural strength under concentrated load.*

SFS 2006b, *SFS-EN 1926 Natural stone test methods - Determination of uniaxial compressive strength.*

SFS 2005, *SFS-EN 1097-9 Kiviainesten mekaanisten ja fysikaalisten ominaisuuksien testaus. Osa 9: Nastarengaskulutuskestävyyden määrittämismenetelmä: Pohjoismaiden testi (kuulamylymenetelmä).*

Sheorey, P.R., Biswas, A.K. & Choubey, V.D. 1989, "An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses", *Engineering Geology*, vol. 26, no. 2, pp. 141-159.

Singh, V. & Singh, D. 1993, "Correlation between point load index and compressive strength for quartzite rocks", *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 11, no. 4, pp. 269-272.

Singh, T.N., Kainthola, A. & Venkatesh, A. 2012, "Correlation Between Point Load Index and Uniaxial Compressive Strength for Different Rock Types", *Rock Mechanics and Rock Engineering*, vol. 45, no. 2, pp. 259-264.

Statens vegvesen 2011, *Vegbygning. Handbåk 018*, Statens vegvesen, Norge.

Stenlid, L. 2002, *Los Angeles talets beroende av kornformen på makadamballast, SBUF-rapport 7079*, Skanska Sverige AB, Bålsta.

Stenlid, L. 2000, *Utvärdering av micro-Deval metoden. Slutrapport SBUF projekt nr 5002*, Skanska Sverige AB, Bålsta.

Stenlid, L. 1996, *Klassificering av bergarter med Los Angeles-trumma*, Skanska Mellansverige AB.

Suiker, A.S.J., Selig, E.T. & Frenkel, R. 2005, "Static and cyclic triaxial testing of ballast and subballast", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131, no. 6, pp. 771-782.

Tamminne, M. 2002, *Tierakenteen suunnittelu ja mitoitus. TPPT-suunnittelujärjestelmän kuvaus*, Tiehallinto. Tiehallinnon selvityksiä 7/2002, Helsinki.

Tang, C.A. & Hudson, J.A. 2010, *Rock failure mechanisms: explained and illustrated*, CRC Press.

Tang, C.A., Xu, X.H., Kou, S.Q., Lindqvist, P.-. & Liu, H.Y. 2001, "Numerical investigation of particle breakage as applied to mechanical crushing-Part I: Single-particle breakage", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 38, no. 8, pp. 1147-1162.

Thakur, P., Vinod, J.S. & Indraratna, B. 2010, "Effect of particle breakage on cyclic densification of ballast: a DEM approach", *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 10(1). IOP Publishing, pp. 1-7.

Thakur, P.K., Indraratna, B. & Vinod, J.S. 2009, "DEM simulation of effect of confining pressure on ballast behaviour", *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ICSMGE 2009*, 5 October 2009 through 9 October 2009, pp. 602.

Tie- ja vesirakennushallitus 1988, *Murskaustyön valvontaohjeet*, Ohjeluonnos edn, Tie- ja vesirakennushallitus, Helsinki.

Tie- ja vesirakennushallitus 1982, *Murskaustyön valvontaohjeet*, Tie- ja vesirakennushallitus, Helsinki.

Tie- ja vesirakennushallitus 1980, *Tienpäällystekiviainesten lujuus- ja muotoominaisuuksien laatuvaatimukset*, TVH, Helsinki.

Tie- ja vesirakennushallitus 1979, *Murskaustyön valvontaohjeet*, Tie- ja vesirakennushallitus, Helsinki.

Tie- ja vesirakennusten ylihallitus 1917, *Ohjeet teitten tutkimisessa, rakentamisessa, korjaamisessa ja kunnossapitämisessä ynnä tie- ja vesirakennusten ylihallituksen antamat yleiset määräykset*, Suomen Tie- ja vesirakennusten ylihallitus, Helsinki.

Tiehallinto 2005, *Tien päällysrakenteen mitoituksessa käytettävät moduulit ja kestävyysmallit. Tietoa tiensuunnitteluun nro 71D*, Tiehallinto, <http://alk.tiehallinto.fi/thohje/tts71d.pdf>.

Tiehallinto 2004, *Tierakenteen suunnittelu. Suunnitteluvaiheen ohjaus*, Tiehallinto, Helsinki.

Tielaitos 2000a, *Los Angeles ja Micro-Deval kokeiden vertailu*, Tielaitoksen sisäisiä julkaisuja 35/2000, Helsinki.

Tielaitos 2000b, *Kuulamyly- ja micro-Deval kokeiden tulosten vastaavuus. Tielaitoksen selvityksiä 30/1999*, Tielaitos, Helsinki.

Tielaitos 1999a, *Kiviaineksen pintakarkeuden vaikutus kuulamylyarvoon*, Tielaitos, Helsinki.

Tielaitos 1999b, *Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Murskaustyöt*, Tielaitos, Tiehallinto, Helsinki.

Tielaitos 1995, *Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Murskaustyöt*, Tielaitos, Helsinki.

Tielaitos 1994, *Rakentamisen laadunvarmistus. Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset*, Tielaitos, Helsinki.

Tielaitos 1993, *Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset. Yleiset perusteet*, Tielaitos, Helsinki.

Tielaitos 1990, *Alusrakenne ja päällysrakenteen sitomattomat kerrokset*, Tielaitos, Helsinki.

Tolppanen, P. 2001, *3-D Characterization and degradation analysis of rock aggregates*. PhD Thesis. Royal Institute of technology, Stockholm

Tolppanen, P., Stephansson, O. & Stenlid, L. 2002, "3-D degradation analysis of rail-road ballast", *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 61, no. 1, pp. 35-42.

Toraman, O.Y., Kahraman, S. & Cayirli, S. 2010, "Predicting the crushability of rocks from the impact strength index", *Minerals Engineering*, vol. 23, no. 9, pp. 752-754.

Touloukian, Y.S., Judd, W.R. & Roy, R.F. 1981, *Physical properties of rocks and minerals*, McGraw-Hill Companies.

Trafikverket 2011a, *TRVK Alternativa material. Trafikverkets tekniska krav för alternativa material i vägkonstruktioner*, Trafikverket, Borlänge.

Trafikverket 2011b, *TRVKB 10 Obundna lager. Trafikverkets Krav Beskrivningstexter för Obundna material i vägkonstruktioner*, Trafikverket, Borlänge.

Tran, T., Marin, P., Scholtes, L. & Donzé, F. 2010, "Discrete modeling of geomaterials under extreme loading", *DEM5 International Conference on Discrete Element Methods*, ed. A. Munjiza, Queen Mary, University of London, London, 25th 26 th August 2010, pp. 373.

Turunen, A. 1986, *Raidesepelin lujuuden arviointi haurauskokeen perusteella*, Diplomitö, Tampereen teknillinen yliopisto. Tampere.

Tutumluer, E. 2007, "Discrete Element Modeling of Railroad Ballast Settlement", *Proceedings of AREMA 2007 Annual conference* AREMA. Calgary, Canada

Tutumluer, E., Huang, H., Hashash, Y. & Ghaboussi, J. 2006, "Aggregate shape effects on ballast tamping and railroad track lateral stability", *AREMA annual conference*, pp. 17. Louisville, USA

Tutumluer, E., Qian, Y., Hashash, Y.M., Ghaboussi, J. & Davis, D.D. 2013, "Discrete element modelling of ballasted track deformation behaviour", *International Journal of Rail Transportation*, vol. 1, no. 1-2, pp. 57-73.

Ugur, I., Demirdag, S. & Yavuz, H. 2010, "Effect of rock properties on the Los Angeles abrasion and impact test characteristics of the aggregates", *Materials Characterization*, vol. 61, no. 1, pp. 90-96.

Uhlig, E. 2014, *Effect of grain shape and petrographic composition of railway ballast on the Impact Test*. Master Thesis in Graz University of Technology, Austria

Uthus, L. 2007, *Deformation properties of unbound granular aggregates*, PhD Thesis, Norwegian University of Science and Technology.

Uusi-Luomalahti, P. 1994, *Raidesepeliksi soveltuvan kiviaineksen laatuvaatimukset* : Diplomityö, Tampereen teknillinen korkeakoulu, Tampere.

Uusinoka, R., Kuula-Väisänen, P. & Niskanen, P. 1998, "The influence of shape properties on the abrasion resistance (the Nordic Ball Mill Value) of crushed rock aggregates", *Proceedings Eighth International Congress International Association for Engineering Geology and the Environment*, eds. D. Moore & O. Hungr, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 2803-2806.

Varadarajan, A., Sharma, K., Venkatachalam, K. & Gupta, A. 2003, "Testing and modeling two rockfill materials", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 129, no. 3, pp. 206-218.

Vegagerdin 2014, *Efnisrannsóknir og efniskröfur. Kafli 5 Burðarlag*, Vegagerdin Iceland. Saatavissa: <http://www.vegagerdin.is/upplýsingar-og-utgafa/leidbeiningar-og-stadlar/efnisrannsoknir/>.

VR 1995, *Raidesepelin laatuvaatimukset*, VR. Helsinki.

Wang, Y. & Alonso-Marroquin, F. 2009, "A finite deformation method for discrete modeling: Particle rotation and parameter calibration", *Granular Matter*, vol. 11, no. 5, pp. 331-343.

Weatherley, D., Boros, V. & Hancock, W. 2011, *ESyS-Particle Tutorial and User's Guide*, 2.1st edn, The University of Queensland.

Woolf, D. 1938, "The Relation Between Los Angeles Abrasion Test Results and the Service Records of Coarse Aggregates", *Highway Research Board Proceedings*.

Wu, Y., Parker, F. & Kandhal, P.S. 1998, "Aggregate toughness/abrasion resistance and durability/soundness tests related to asphalt concrete performance in pavements", *Transportation Research Record*, , no. 1638, pp. 85-93.

Yohannes, B., Hill, K. & Khazanovich, L. 2009, *Mechanistic Modelling of Unbound Granular Materials*, Minnesota Department of Transportation, St Paul, Minnesota.

Yohannes, B., Tan, D., Khazanovich, L. & Hill, K.M. 2014, "Mechanistic modelling of tests of unbound granular materials", *International Journal of Pavement Engineering*, vol. 15, no. 7, pp. 584-598.

Zeghal, M. 2009, "The impact of grain crushing on road performance", *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 27, no. 4, pp. 549-558.

Zeghal, M. 2004, "Discrete-element method investigation of the resilient behavior of granular materials", *Journal of Transportation Engineering*, vol. 130, no. 4, pp. 503-509.

Zhai, W.M., Wang, K.Y. & Lin, J.H. 2004, "Modelling and experiment of railway ballast vibrations", *Journal of Sound and Vibration*, vol. 270, no. 4-5, pp. 673-683.

Zhanping You, P. & Dai, Q. 2006, "Update on the Discrete Element Method in engineering education", *Proceedings of The 2006 IJME-INTERTECH Conference*. Kean University, USA.

Zhao, D., Nezami, E.G., Hashash, Y.M.A. & Ghaboussi, J. 2006, "Three-dimensional discrete element simulation for granular materials", *Engineering Computations (Swansea, Wales)*, vol. 23, no. 7, pp. 749-770.

Åkesson, U., Stigh, J., Lindqvist, J.E. & Göransson, M. 2003, "The influence of foliation on the fragility of granitic rocks, image analysis and quantitative microscopy", *Engineering Geology*, vol. 68, no. 3-4, pp. 275-288.

EN- ja ASTM- standardien mukaisten lujuusominaisuuksien testausmenetelmien väliset erot

Taulukko 1. Los Angeles -testin erilaiset testilajitteet ja -olosuhteet sekä näytemäärät

Menetelmä	EN 1097-2:2010								ASTM C131-06 ja ASTM C535-12						
Testiseula	1,6 mm								1,7 mm						
Pyörimisnopeus	30-33 r/min								30-33 r/min						
Kuulien koko	Ø 45...49 mm 400-445 g								Ø 47 mm 390 -445 g						
Testilajite	10/14	31,5/50	16/31,5*)	4/6,3	4/8	6,3/10	8/11,2	11,2/16	19/37,5	25/50	37,5/75	9,5/37,5	9,5/19	4,75/9,5	2,36/4,75
Näytemäärä (g)	5000 ±5	10000 ±100	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	10000 ±50	10000 ±75	10000 ±100	5000±10	5000±10	5000±10	5000±10
Kuulamäärä (kpl)	11	12	14	7	8	9	10	12	12	12	12	12	11	8	6
Kuulien massa (g)	4690-4860	5210±90	5810-6010	2930-3100	3410-3540	3840-3980	4250-4420	5120-5300	5000±25	5000±25	5000±25	5000±25	4584±25	3330±20	2500±15
Kierrosmäärä	500	1000	500	500	500	500	500	500	1000	1000	1000	500	500	500	500

*) Vain uusiokiviainekset

ASTM: Testiin valitaan sellainen lajite, jonka rakeisuus on lähinnä rakentamisessa käytettävän kiviaineksen raekokoa.

Myllyn dimensiot ovat samat molemmissa menetelmissä (leveys 508±5 mm ja halkaisija 711±5 mm), ASTM-standardi sallii hyllyn sijoittamisen myllyn aukon kanteen, mutta EN-standardissa tämä ei ole mahdollista. Myllyssä olevan irrotettavan hyllyn mitoissa pieni ero EN 90±2*25±1 ja ASTM 89±2*25,4

Taulukko 2. Micro-Deval-testin erilaiset testilajitteet ja -olosuhteet sekä näytemäärät

Menetelmä	EN 1097-1:2011							ASTM D6928-10		ASTM D7428-08	
Testiseula	1,6 mm							1,18 mm		0,075 mm	
Pyörimisnopeus	100±5 r/min							100±5 r/min		100±5 r/min	
Kuulien koko	Ø 10 ± 0,5 mm							Ø 9,5±0,5 mm		Ø 9,5±0,5 mm	
Testilajite	10/14	31,5/50	4/6,3	4/8	6,3/10	8/11,2	11,2/16	9,5/19	4,75/12,5	4,75/9,5	0,075/4,75*)
Näytemäärä (g)	500±2	10000 ±100	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	5000 ±5	1500±5	1500±5	1500±5	500 ±5
Kuulien massa (g)	5000 ±5	0	2000 ±5	2800 ±5	4000 ±5	4400 ±5	5400 ±5	5000± 25	5000± 25	5000± 25	1250± 5
Kierrosmäärä	12000±10	14000±10	12000±10	12000±10	12000±10	12000±10	12000±10	12000±100	10500±100	9500±100	1500±10
Myllyn mitat	Sisä Ø 200, pituus 154	Sisä Ø 200, pituus 400	Sisä Ø 200, pituus 154	Sisä Ø 200, pituus 154	Sisä Ø 200, pituus 154	Sisä Ø 200, pituus 154	Sisä Ø 200, pituus 154	Ulko Ø 194-202 pituus 170-177	Ulko Ø 194-202 pituus 170-177	Ulko Ø 194-202 pituus 170-177	Ulko Ø 194-202 pituus 170-177
Vesimäärä (l)	2,5±0,05	2±0,05	2,5±0,05	2,5±0,05	2,5±0,05	2,5±0,05	2,5±0,05	2±0,05	2±0,05	2±0,05	0,75±0,05

*) Lajitteelle olemassa myös kanadalainen referenssimateriaali "Standard Sutherland Micro-Deval Fine Aggregate", testilajitteen raekokojakautuma määritelty tarkkaan seulojen 4,75;2,36;1,18;0,125;0,6;0,3;0,15 ja 0,075 läpäisyjen ja niille jäävän massan perusteella.

DEM-mallinnuksen ohjelmistoja

Ohjelmisto	Kehittäjä	Saatavuus	Perusperiaate	Sovellusesimerkkejä	Viitteet
ESyS	Queenslandin yliopisto	Vapaa lähdekoodi https://launchpad.net/esys-particle ; Python ohjelmointikieli: https://www.python.org/doc/	Peruselementit palloja.	Ohjelmoimalla käyttö mahdollisuudet ovat lähes rajattomat	(Weatherley, Boros & Hancock 2011)(Wang, Alonso-Marroquin 2009)
PFC ^{2D}	Itasca Consulting Group	Kaupallinen	Rakeet muodostetaan kaksiulotteisista levyistä.	Käytetty useissa eri sovellutuksissa.	Esimerkiksi (Thakur, Vinod & Indraratna 2010), useita kymmeniä lähteitä
PFC ^{3D}	-”-	Kaupallinen	Perusrakenteena pallo. Rakeiden epämääräinen muoto voidaan rakentaa yhdistelmällä erikokoisia palloja.	Ohjelmistoa käytetään useilla eri aloilla.	(Indraratna et al. 2014)
FISH	-”-	Kaupallinen	Aliohjelma PFC-ohjelmistoja varten, sallii rakeiden särkymisen, käytetään esimerkiksi erilaisten raemuotojen ja raekokoja-kautumien kuvaamiseen.	Käytetty useissa tutkimuksissa	(Lobo-Guerrero, Vallejo & Vesga 2006) (Indraratna et al. 2014)
BLOKS _{3D} ja uudempi versio DBLOKS _{3D}	Illinoisin yliopisto	Yhteistyö mahdollista	Rakeiden muoto määritetään kuva-analyysin perusteella, käytössä digitaalinen kirjasto eri elementtien muodoista.	Mallinnettu myös raidesepelin hienontumista testiradalla ja laboratorionkokeita. Validointi on tehty graniitilla ja kalkkikivellä.	(Zhao et al. 2006) (Huang 2010) (Huang, Tutumluer 2014) (Tutumluer et al. 2006)

Ohjelmisto	Kehittäjä	Saatavuus	Perusperiaate	Sovellusesimerkkejä	Viitteet
Pasimodo	Stuttgartin yliopisto	Ei vapaasti saatavilla, yhteistyöprojektit mahdollisia	Kiviainesrakeet kuvataan matemaattisesti käyttäen ellipsoideja ja niiden leikkaamista tangenttitasoilla. Rakeiden väliset sidokset kuvataan jousivaimennusyhtälöllä.	Mallinnettu yksiaksiaalista puristuslujuutta ja raidesepeä. Tutkittu graniittisia kiviä.	(Ergenzinger, Seifried & Eberhard 2012a, Ergenzinger, Seifried & Eberhard 2011, Ergenzinger, Seifried & Eberhard 2012b)
DEMP-3D	Minnesotan yliopisto	Ei tietoa	Kehitetty Cundalin perusteorian pohjalta kuvaamaan erityisesti puristin-kairausta, CBR:ää ja syklistä kolmiaksiaalikoetta. Lähtöarvoina raekokojakautuma ja rakeiden muoto, raemuodot tehdään liimamallalla palloja toisiinsa kiinni. Kehittäjien mukaan mallin avulla nähdään paremmin eri koetuloksiin vaikuttavat tekijät kuten rakeisuus, kitka, jäykkyys jne.	Testimenetelmien mallinnus 3D	(Hill, Yohannes & Khanovich 2012) (Yohannes et al. 2014) Raportti viittaus lisättävä!
RFPA ^{2D&3D}	Dalian Mechsoft Co.,Ltd. Kiina	Kaupallinen	Malli on kehitetty erilaisten materiaalien särkymiseen, tutkittu esim. murskausprosessissa tapahtuvaa särkymistä. Perustuu FEM tyyppiseen teoriaan. Rakeen särkyminen mallinnetaan pienentämällä rakeen jäykkyyttä ja lujuutta mallintamisen aikana. jokaisella kuormituskerralla lasketaan uudestaan jännitys ja muodonmuutokset. On FEM:iin lisätty materiaalmalli hauraan materiaalin särkymiseen.	Simuloitu myös Brasilian koetta ja testejä, joissa suurempaa raejoukkoa kuormitetaan metallisylinterissä,	(Kou et al. 2001) (Tang et al. 2001) (Liu et al. 2012)

Ohjelmisto	Kehittäjä	Saatavuus	Perusperiaate	Sovellusesimerkkejä	Viitteet
YADE	Alunperin Grenoblen yliopistossa kehitetty	Vapaasti saatavilla	Vapaan lähdekoodin c++ kielinen ohjelmisto, joka kehittyy koko ajan	Useita sovelluksia, esimerkiksi erittäin suuren puristuslujuuden omaavien materiaalien testauksen mallinnus.	https://yade-dem.org/wiki/Yade (Tran et al. 2010)
CD – contact dynamics	Ranskalainen SNCF:n tutkimuskeskus	Perustuu liikeyhtälöiden ja vuorovaikutusvoimien numeeriseen ratkaisuun.	Rakeet monitahkoja (polyhedral). Algoritmi rakeiden dynaamiseen käyttäytymiseen ja rakeiden uudelleen järjestäytymiseen, ei ota huomioon pieniä elastisia muodonmuutoksia tai siirtymiä.	Mallinnettu raidesepeä.	(Radjai, Richefeu 2009) (Radjai et al. 2013) (Saussine, Voivret 2013)
LMGC90	Ranskalainen SNCF:n tutkimuskeskus ja Montpellierin yliopisto	Avoimen lähdekoodin ohjelmisto	Yhdistetty FEM/DEM malli	Rakenteen mallintaminen kvasistaattisessa kuormitustilanteessa.	(Dubois et al 2013)

